

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'A.E.P de Aïn Romana (w. Blida) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0019-09

APA Citation (APA توثيق):

Abderahim Sakine, Abderahim (2009). Etude du réseau d'A.E.P de Aïn Romana (w. Blida)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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 »

DEPARTEMENT DE SPECIALITES

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception des Systèmes d'Alimentation en Eau Potable

THEME

ETUDE DU RESEAU D'ALIMENTATION EN EAU
POTABLE DE LA COMMUNE DE AIN ROMANA
(W.BLIDA)

Présenté par :

M^r: ABDERAHIM SAKINE ABDERAHIM

Promoteur :

M^r: B. SALAH

Devant le jury composé de :

Président: M^r. T. KHETTAL

Examineurs: M^r. M.S BENHAFID

M^{me}. M. KAHLERASS

M^{me}. D. DJOUDAR

M^r. A. RASSOUL

M^r. M. FODIL CHERIF

Octobre 2009

Remerciement

Avant tout, je remercie DIEU qui a illuminé mon chemin et qui m'a armé de courage pour achever mes études.

Je remercie fortement mon promoteur: M BOUALEM SALAH de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail.

Je tiens à remercier aussi :

❖ *Le président et les membres de jury qui feront l'honneur de juger mon travail.*

❖ *Tous les personnels de l'ENSH*

Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin dans l'élaboration de mon mémoire.

Dédicace

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

- *La mémoire de ma mère Que la terre soit légère ;*
- *Mon père SAKINE ABDERAHIM ;*
- *Mes frères et mes sœurs particulièrement (MOUSTAPHA, GOUDJE et HASSAN) ;*
- *Mes neveux, mes nièces ;*
- *Mes cousins et cousines ;*
- *Toute ma famille ;*
- *Tous mes amis ;*
- *A tous les élèves ingénieurs de ma promotion.*

ملخص:

في هذا العمل لقد تطرقنا إلى كل المشاكل الحالية لنظام التزويد بالمياه الصالحة للشرب لمدينتي الريحان وبرج الأمير. وبالتالي قررنا بإصلاح هذا النظام بغض النظر إلى عدم تلبية الطلب كما ونوعا لهاتين المدينتين إلى غاية 2025. من أجل هذا قمنا بتبديل هذه الشبكة من فرعية إلى حلقة مزودة بخزان راسي. أعطتنا هذه الدراسة الاكتفاء بالسرعة والضغط.

Résumé :

Dans ce travail nous avons d'abord relaté tous les problèmes de l'état actuel du système d'alimentation en eau potable de Rayhane et Bordj El Amir. En effet nous avons jugé impératif d'effectuer une nouvelle conception du système vu les insuffisances et la vétusté que ce système présente, afin de répondre quantitativement et qualitativement aux besoins des agglomérations jusqu'à l'horizon 2025. Le réseau étant ramifié au départ, nous avons opté pour un réseau maillé muni d'un système à réservoir en tête. Cette étude nous a donné satisfaction du point de vue vitesse et pression.

Summary :

In this work we related all problems of the actual system of distribution of drinking water in Rayhane and Bordj El Amir. Indeed we imperatively judged to effect a new conception of the system, seen it's old fashion and insufficiencies that it presents, in order to answer quantitatively and qualitatively to the needs of the agglomerations until the horizon 2025. The network having been ramified in the beginning, we opted for a meshed network provided with a system with a reservoir on top. This survey has given us satisfaction in terms of speed and pressure.

Table des matières

Pages

INTRODUCTION

GENERALE.....	1
---------------	---

CHAPITRE I :

PRESENTATION DE LA COMMUNE

Introduction	2
1. Situation géographique	2
2. Situation administrative	2
3. Situation topographique.....	3
4. Situation géologique	3
5. Situation climatologique	3
5.1 Pluviométrie	3
5.2 Température	4
6. Séismicité	4
7. Démographie	4
8. Situation hydraulique	5
8.1 Alimentation en eau potable.....	5
9. Catégories de consommations.....	5
9.1. Secteur domestique	5
9.2. Secteur des collectivités	6
Conclusion.....	6

CHAPITRE II :

LES BESOINS EN EAU DE L'AGGLOMERATION

Introduction	7
1. Evaluation de la Population future	7
2. Catégories des besoins en eau	8
3. Choix de la dotation	8
4. Besoins domestiques	9
5. Besoins des équipements	9

6.	Récapitulation des besoins en eau des agglomérations	10
7.	Etude des variations de la consommation	11
7.1.	Variation des débits de consommation dans le temps	11
7.2.	Coefficients d'irrégularité	12
7.2.1	Coefficient d'irrégularité maximale.....	12
7.2.2	Coefficient d'irrégularité minimale	12
7.2.3	Coefficient d'irrégularité maximale horaire	12
7.2.4	Coefficient d'irrégularité minimale horaire	13
7.3.	Récapitulation des besoins en eau maximale journalière des agglomérations.....	13
7.4.	Récapitulation des besoins en eau minimale journalière des agglomérations.....	14
8.	Etude des variations des débits horaires	14
9.	Détermination des coefficients d'irrégularités max et min horaires	
	Graphiquement.....	18
	Conclusion	19

CHAPITRE III :

LE RESEAU DE DISTRIBUTION

Introduction.....	20
1. Choix du réseau	20
2. Conception d'un réseau	20
3. Principe du tracé du réseau maillé	21
4. Calcul hydraulique du réseau maille	21
4.1. Détermination des débits	21
4.2. Calcul des débits	22
4.3. Répartition arbitraire des débits	27
5. Détermination des diamètres avantageux	32
6. Dimensionnement du réseau	34
7. Équipement du réseau de distribution	45
7.1. Type du matériau de canalisation	45
7.2. Appareils et accessoires du réseau	45

7.2.1. Robinets vannes de sectionnements	45
7.2.2. Bouches ou poteau d'incendie	45
7.2.3. Ventouses	45
7.2.4. Robinets de vidange	45
7.2.5. Pièces spéciales de raccord	46
Conclusion	49

CHAPITRE IV :

DIMENSIONNEMENT DU RESERVOIR D'ALIMENTATION

Introduction.....	50
1. Rôle et fonctions des réservoirs	50
2. Emplacement des réservoirs	50
3. Choix du type du réservoir	51
4. Détermination de la capacité du réservoir	51
5. Principe de calcul	51
6. Comparaison entre le volume calculé et le volume existant	51
7. Equipement du réservoir	53
7.1. Conduite d'arrivée ou d'alimentation	54
7.2. Conduite de départ ou de distribution	54
7.3. Conduite de trop-plein	54
7.4. Conduite de décharge ou de vidange	54
7.5. Conduite by-pass	55
7.6. Matérialisation de la réserve d'incendie	55
Conclusion.....	56

CHAPITRE V : ADDUCTION

Introduction	57
1. Choix du tracé	57
2. Choix de type de tuyau	58
3. Détermination du diamètre de la conduite d'adduction	59
Conclusion	60

CHAPITRE VI :
PROTECTION DES CONDUITES D'ADDUCTIONS CONTRE LE COUP DE
BELIER

Introduction	61
1. Causes du coup de bélier	61
2. Risques dus aux coups de bélier	61
3. Description des phénomènes physiques	63
3.1. État d'équilibre d'un système hydraulique.....	63
3.2. Onde élastique et oscillation en masse	63
3.3. Perturbation de l'équilibre, effet sur les pressions	63
4. Protection contre le coup de bélier	64
5. Protection de la conduite gravitaire reliant la bache d'eau et le réservoir d'alimentation contre le coup de bélier	65
Conclusion.....	68

CHAPITRE VII :
PROTECTION DES CONDUITES D'ADDUCTIONS EN ACIER CONTRE LA CORROSION

1. Généralité	69
2. Facteurs de la corrosion	69
3. Classification de la corrosion	70
4. La corrosion électrochimique	70
5. Mécanisme de la corrosion	70
6. Fonctionnement d'une pile de corrosion	70
7. Protection contre la corrosion externe	72
7.1. Protection cathodique	72
8. Corrosion interne des canalisations	73
Conclusion.....	74

CHAPITRE VIII :ORGANISATION DU CHANTIER

Introduction	75
1. Implantation du tracé des tranchées sur le terrain	75
2. Excavation des tranchées	75
2.1. Enlèvement de la couche végétale	75

2.2.	Excavation	75
2.2.1.	Profondeur	76
2.2.2.	Largueur de la tranchée	76
2.3.	Choix de l'excavateur et le procédé d'excavation	76
2.3.1.	Pelle équipée en rétro	77
2.3.2.	Pelle équipée en butée	77
2.3.3.	Rendement d'exploitation de la pelle choisie	79
2.3.4.	La durée d'excavation	79
2.3.5.	Aménagement du lit de pose des conduites	80
3.	Pose des conduites	80
4.	Epreuve de joint et de la canalisation	80
5.	Remblaiement de la tranchée	80
6.	Planification des travaux	80
	Conclusion.....	84

CHAPITRE IX :PROTECTION ET SECURITE DU TRAVAIL

Introduction	85
1. Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique	85
1.1. Facteurs humains	85
1.2. Facteurs matériels	86
2. Liste des conditions dangereuses	86
3. Liste des actions dangereuses	86
4. Mesures préventives pour éviter les causes des accidents	87
4.1. Protection individuelle	87
4.2. Autre protections	87
4.3. Protection collective.....	87
4.3.1. Equipement de mise en œuvre du béton	87
4.3.2. Engin de levage	87
4.3.3. Appareillage électrique	88
Conclusion	88
CONCLUSION GENERALE.....	89

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE

Liste des tableaux

	Pages
Tableau I.1 Précipitations.....	3
Tableau I.2 Températures moyennes mensuelles	4
Tableau I.3 Evolution de la population à l’horizon d’étude.....	4
Tableau I.4 Caractéristiques des réservoirs	5
Tableau I.5 Les équipements de la commune	6
Tableau II.1 Evolution de la population des agglomérations	7
Tableau II.2 Répartition de la dotation de la commune à l’horizon d’étude 2025	9
Tableau II.3 Besoins domestiques	9
Tableau II.4 Besoins des équipements de Rayhane	10
Tableau II.5 Besoins des équipements de Bordj El Amir AEK.....	10
Tableau II.6 Récapitulation des besoins en eaux des agglomérations	11
Tableau II.7 Les besoins en eau maximale journalière des agglomérations	13
Tableau II.8 Les besoins en eau minimale journalière.....	14
Tableau II.9 Les débits moyens horaires.....	14
Tableau II.10 Variations des débits horaires de Rayhane.....	15
Tableau II.11 Variations des débits horaires de Bordj El Amir(AEK).....	17
Tableau II.12 Coefficients d’irrégularités max et min horaire	18
Tableau III.1 Récapitulatif des débits de calcul pour le cas de pointe	23
Tableau III.2 Détermination des débits en route (Rayhane).....	23
Tableau III.3 Détermination des débits en route (Bordj El Amir)	24
Tableau III.4 Détermination des débits aux nœuds en cas de pointe (Rayhane).....	25
Tableau III.5 Détermination des débits aux nœuds en cas de pointe (Bordj).....	25
Tableau III.6 Détermination des débits aux nœuds tenant compte de l’incendie(Rayhane).....	26
Tableau III.7 Détermination des débits aux nœuds tenant compte de l’incendie (Bordj)	27
Tableau III.8 Relation entre les diamètres avantageux et les débits	32
Tableau III.9 Débit en fonction des diamètres avantageux (Rayhane)	32

Tableau III.10 Débit en fonction des diamètres avantageux (Bordj)	33
Tableau III.11 Formules de perte de charge totale	35
Tableau III.12 Calcul des paramètres hydrauliques en cas de pointe (Rayhane).....	36
Tableau III.13 Calcul des pressions de service en cas de pointe (Rayhane)	37
Tableau III.14 Calcul des paramètres hydrauliques en cas de Pointe +incendie (Rayhane)	38
Tableau III.15 Calcul des pressions de service en cas de pointe+incendie (Rayhane).....	39
Tableau III.16 Calcul des paramètres hydrauliques en cas de pointe (Bordj) .	39
Tableau III.17 Calcul des pressions de service en cas de pointe (Bordj).....	40
Tableau III.18 Calcul des paramètres hydrauliques en cas de pointe +incendie (Bordj)	41
Tableau III.19 Calcul des pressions de service en cas de pointe +incendie (Bordj)	42
Tableau III.20 Quantité des pièces accessoires dans le réseau	46
Tableau IV.1 Calcul de la capacité du réservoir	52
Tableau IV.2 Calcul des volumes totaux des réservoirs	53
Tableau V.1 Calcul des pertes de charges	59
Tableau V.2 Calcul des diamètres d'adductions	60
Tableau VI.1 Calcul de la célérité	66
Tableau VI.2 Calcul du temps de retour de l'onde de déformation	67
Tableau VI.3 Valeurs du coup de bélier	67
Tableau VIII.1 Calcul du volume à excaver(Rayhane)	78
Tableau VIII.2 Calcul du volume à excaver (Bordj El Amir).....	78
Tableau VIII.3 Capacité du godet en fonction du volume de terrassement	79
Tableau VIII.4 Détermination du délai de la réalisation (réseau d'AEP)	81

Liste des figures et schémas

	Pages
Figure II.1 Graphique de la consommation totale (Rayhane)	16
Figure II.2 Courbe intégrale de la consommation totale(Rayhane).....	16
Figure II.3 Graphique de la consommation totale (Bordj)	18
Figure II.4 Courbe intégrale de la consommation totale (Bordj).....	19
Schéma III.1 Répartition arbitraire des débits en cas de pointe(Rayhane)	28
Schéma III.2 Répartition arbitraire des débits en cas de pointe+incendie (Rayhane)	29
Schéma III.3 Répartition arbitraire des débits en cas de pointe (Bordj)	30
Schéma III.4 Répartition arbitraire des débits en cas de pointe+incendie (Bordj).....	31
Schéma III.5 Répartition définitive des débits en cas de pointe+incendie (Rayhane)	43
Schéma III.6 Répartition définitive des débits en cas de pointe+incendie (Bordj).....	44
Schéma III.7 Accessoires et Appareils dans un réseau d'AEP (Rayhane).....	47
Schéma III.8 Accessoires et Appareils dans un réseau d'AEP (Bordj).....	48
Figure IV.1 Equipement de réservoir.....	56
Figure VII.1 Le fer est protégé, le Mg st attaqué.....	71
Figure VII.2 Corrosion par formation de pile.....	71
Figure VII.3 Protection cathodique par anode réactive.....	72
Figure VII.4 Schéma de protection par soutirage de courant.....	73
Figure VIII.1 Pelle mécanique.....	77
Figure VIII.2 Réseau à nœud (réseau d'AEP).....	82
Figure VIII.3 Planning des travaux; diagramme de Gantt (réseau d'AEP).....	83

Table des planches

- 1- Plan de masse de Rayhane
- 2- Plan de masse de Bordj El Amir
- 3- Profil en long de réseau de distribution (Rayhane)
- 4- Profil en long du réseau de distribution (Bordj El Amir)

INTRODUCTION GENERALE :

L'eau est une nécessité absolue dont la consommation est vitale pour l'ensemble des organismes vivants. L'approvisionnement en eau potable est devenu difficile dans beaucoup de pays. En effet, 1 p. 100 seulement de l'eau présente sur Terre peut être capté dans la nappe aquifère ou dans les rivières tandis que 97 p. 100 de cette eau se trouve dans les océans, ce qui la rend inutilisable (sauf si l'on emploie une méthode coûteuse, le dessalement de l'eau de mer). Partout dans le monde, on constate une baisse de la qualité de l'eau et des réserves disponibles. Environ 75 p. 100 de la population rurale et 20 p. 100 de la population urbaine mondiale ne bénéficie pas d'un accès direct à l'eau non contaminée.

Les pays en voie de développement n'ont pas des ressources en eau considérables dont l'Algérie fait partie, souffrent d'un déficit notable qui est dû en général aux causes suivantes :

- Une pluviométrie annuelle faible selon les périodes ;
- Risque de sécheresse s'étendant sur plusieurs années ;
- Une baisse des taux de régénération de la nappe phréatique ;

Le réseau d'alimentation en eau potable (A.E.P) constitue un patrimoine qui vieillit avec le temps et il est nécessaire de réhabiliter quand il a atteint un seuil de vétusté limite. En ce sens, le réseau d'A. E.P de Rayhane et Bordj El Amir posent de nombreux problèmes tels :

- Multiplication des fuites et ruptures ;
- Dégradation de la qualité de l'eau (due aux fissures des conduites) ;
- Usure du réseau (plus de 30 années d'existence) ;

Devant de telles situations il est impératif de concevoir des systèmes de protection de cette ressource et avoir un système judicieux d'adduction, de stockage et de distribution afin de satisfaire la demande et de pallier aux pertes.

C'est dans ce cadre que s'inscrit notre thème intitulé "étude du réseau d'alimentation en eau potable de la commune de Ain Romana w. de Blida".

Chapitre I
Présentation de la
commune

Introduction :

Dans ce chapitre nous essayerons de donner une brève présentation en ce qui concerne la commune de Ain Romana.

1. Situation géographique :

La commune de Ain Romana est située au piémont de la montagne de l'Atlas Blidéen à sept km (7km) au Sud de la Daïra de Mouzaia et à dix-neuf km (19km) au Sud-ouest du chef lieu de Blida. La superficie de cette commune est de 101km².

La commune est divisée en plusieurs agglomérations qui sont :

- Rayhane
- Bordj El Amir AEk
- Ain Romana centre
- N'haoua
- Zones éparses

Notre travail concerne Rayhane et Bordj El Amir.

La commune s'étend du Sud vers le Nord sur des zones de montagnes, de piémonts et de plaines.

Le Sud constitue le versant Nord de l'Atlas Blidéen et le Nord correspond à la plaine de Mitidja.

2. Situation administrative :

Depuis le dernier découpage administratif de 1984, la commune de Ain Romana relève de la Daïra de Mouzaia, les limites administratives sont :

- Au Nord la commune de MOUZAIA
- Au Sud la wilaya de MEDEA
- A l'Est la commune de CHIFFA
- A l'Ouest la commune de OUED DJER et la wilaya de AIN DEFLA
- Au Nord-Ouest par la commune d'EL AFROUN

3. Situation topographique :

La topographie joue un rôle important dans la conception du système d'alimentation en eau potable. En effet le schéma d'alimentation peut varier d'un relief à un autre, suivant que le terrain est plat ou accidenté.

Le territoire relevant de la commune de Ain Romana est composé essentiellement de terrain à forte pente.

4. Situation géologique :

Notre commune fait partie de la Mitidja qui est un grand bassin alluvionnaire constitué des graviers, de galets avec des argiles en quantités variables. L'épaisseur de ces matériaux diminue dans la Mitidja Ouest.

5. Situation climatologique :

Du fait de sa situation géographique, la commune se caractérise par un climat semi-aride, qui présente les caractères principaux suivants :

Un été sec et chaud, un hiver relativement humide et froid. La saison sèche et chaude, s'étale du mois d'Avril au mois de Septembre suivie d'une saison froide et humide du mois d'Octobre au mois Mars.

5.1. Pluviométrie :

Cette commune est située dans une zone où la pluviométrie annuelle est comprise entre 600 et 800 mm/an. La répartition des précipitations est très irrégulière sur l'échelle annuelle.

Le tableau I.1 montre un maximum très accusé en Octobre, par contre on a un minimum en juin, juillet et Août.

Les valeurs des précipitations maximales journalières pour chaque mois de l'année 2005 sont représentées dans le tableau I.1 :

Tableau I.1 Précipitations :

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Janv	Fev	Mai	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août
P(mm)	10,5	39,8	18	22,8	24,33	30	27,8	10,5	10	2,4	0,4	4,39

(Source ANRH)

Répartition mensuelle de la pluviométrie (moyenne de la série pluviométrique 2005-2006 station expérimentale Mouzaia SP, code : 021132).

5.2. Température :

La température moyenne du mois le plus froid est de 13,6°C et celle du mois le plus chaud est de 29,5°C. Elles correspondent respectivement au mois de janvier et d'Août.

Tableau I.2 Températures moyennes mensuelles :

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
T_{moy}(°C)	26	22,2	17,8	14,7	13,6	13,9	15,9	17,4	21	25,7	28,8	29,5

(Source ANRH)

6. Séismicité :

L'Algérie est découpée en quatre zones sismiques. D'après le découpage la wilaya de Blida se trouve dans la zone deux (2) c'est-à-dire une zone à moyenne séismicité.

7. Démographie :

L'étude de la population occupe une place fondamentale dans notre étude, dans la mesure où elle fournit des éléments appréciables (type de population, catégorie de sous population, comportement sociaux,... etc.) pouvant déterminer le développement urbain.

D'après le dernier recensement qui a été effectué par le service de l'APC de AIN ROMANA (2008), la population de la commune a été de 12483habitants, avec un taux d'accroissement de 2,02 % (d'après APC de Ain Romana).

Le tableau ci-après illustre l'évolution, de la population, résidente aux différents ternis de projection.

Tableau I.3 Evolution de la population à l'horizon d'étude :

agglomération	Taux d'accroissement	2008	2020	2025
Rayhane	2,02	4704	5980	6609
Bordj El Amir AEK	2,02	4140	5263	5817
totale	2,02	8844	11243	12426

(Source APC de Ain Romana)

8. Situation hydraulique :

8.1. Alimentation en Eau Potable :

L'alimentation en eau potable des agglomérations se fait à partir des réservoirs, ces derniers sont alimentés par de sources.

Le réservoir de Rayhane est alimenté à partir de la source de KACIMIA, cette dernière alimente aussi Ain Romana centre. Le débit donné par la source est de $Q=10\text{l/s}$, le diamètre de la conduite est de 160mm en PEHD (PN16) et avec une longueur de 1328m.

Le réservoir de Bordj El Amir est alimenté par deux sources :

- Source Sidi Ahmed le débit donné par cette source est de $Q=6\text{ l/s}$, le diamètre de la conduite d'adduction est de 150mm en Acier enrobé et la distance entre la source et le réservoir est de 1913 m.
- Source Sidi Amar le débit donné par cette source est de $Q=5\text{l/s}$, la conduite d'adduction dont le diamètre est de 100mm en PVC et la distance entre la source et le réservoir est de 3000m.

Le tableau suivant donne les caractéristiques des réservoirs :

Tableau I.4 Caractéristiques des réservoirs :

agglomération	Capacité du réservoir	$C_{TN}(m)$	$C_{TP}(m)$
Rayhane	500	180	183
Bordj El Amir	500	200,69	202,69

(Source DHW subdivision de Mouzaia)

C_{TN} : cote du terrain naturel

C_{TP} : cote de trop plein

9. Catégories de consommations :

Les utilisateurs d'eau potable au niveau des agglomérations de la commune peuvent être classés en deux (02) secteurs :

9.1. Secteur domestique :

Les besoins nécessaires pour ce secteur sont destinés pour la préparation des repas, la vaisselle, le linge et pour les besoins sanitaires.

Le débit nécessaire pour ce secteur dépend essentiellement du nombre d'habitants et du niveau de vie de cette population.

9.2. Secteur des collectivités :

La consommation de ce secteur concerne essentiellement celle des services communaux (Ecoles, Mosquées et autres). Donc le volume d'eau nécessaire pour ce secteur dépend des infrastructures existantes et à prévoir.

Tableau I.5 Les équipements de la commune :

Désignation	Nombre	unité
salle de Soins	3	25 travailleurs
Mosquée	4	3200 fideles
Ecole Primaire	6	1241élèves et enseignants
CEM	2	840élèves et enseignants
Garde communale	5	220 personnes
Siège APC et annexe	4	120 travailleurs
pharmacie	2	50m ²

(Source APC de Ain Romana)

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons essayé de représenter la commune, connaître la topographie, le climat et l'état actuel du système d'alimentation en eau potable.

La collecte des données consiste à rechercher toutes les informations disponibles dans la région à étudier.

Cette étape constitue la phase la plus importante. Elle est basée sur la collecte des informations brutes, et aussi de vérifier sa fiabilité pour une prise de décision correcte.

Nous allons donc, procéder dans le chapitre qui suit au calcul des besoins en eau de la commune.

Chapitre II

*Les besoins en eau de
l'agglomération*

Introduction :

Dans ce chapitre nous examinerons les besoins que doit satisfaire le réseau de distribution pour l'utilisateur. L'aspect quantitatif des besoins nous permettra d'évaluer les volumes d'eau nécessaire à la consommation.

Les besoins en eau croissent avec l'importance de l'agglomération. Ils sont plus faibles dans les petites villes que dans les grandes villes.

1. Evaluation de la Population future :

Pour l'estimation de la population future. Nous prenons un horizon de 16 ans et nous adopterons un taux d'accroissement de 2,02%. Pour les calculs de la population future nous utiliserons finalement la formule de l'intérêt composé :

$$P_n = P_0(1 + \tau)^n \dots\dots\dots(\text{II} - 1)$$

Avec :

P_n : est la population à l'horizon 2025.

P_0 : Population actuelle

τ : Taux d'accroissement de la population en %

n : Nombre d'années séparant les deux horizons

Selon le dernier recensement général de la population et de l'habitat effectué en 2008, la population de la commune de Ain Romana a été de 12483 habitants.

Les résultats du calcul se trouvent dans le tableau II.1 :

Tableau II.1 Evolution de la population des agglomérations :

Agglomération	Population 2008 (hab)	Taux d'accroissement (%)	Population 2020(hab)	Population 2025(hab)
Rayhane	4704	2,02	5980	6609
Bordj El Amir	4140	2,02	5263	5817
totale	8844	2,02	11243	12426

2. Catégories des besoins en eau :

La consommation d'eau varie en fonction du type de consommateur. Mais avant tout projet d'alimentation en potable, il est nécessaire de procéder à un recensement de toutes les catégories de consommateurs rencontrés au niveau d'une agglomération.

Pour l'étude de la commune il est nécessaire de se pencher sur différentes catégories de besoins telles que :

- ✓ Besoins domestiques
- ✓ Besoins scolaires
- ✓ Besoins publics

Il est très difficile d'évaluer avec précision les besoins en eau d'une agglomération à cause de l'absence des systèmes de comptage au niveau des réservoirs et des conduites de distributions. [1]

3. Choix de la dotation :

La dotation qui est indispensable dans l'estimation des besoins en eau d'une agglomération, est une norme fixée pour chaque catégorie de consommateur.

Elle est définie comme un rapport du débit moyen journalier par unité de consommateur (habitant, agent, élève, lit, ...).

Dotation pour différentes populations :

- ▶ Ville de moins de 20000 hab : 150 à 200 l/j/hab.
- ▶ Ville de 20000 à 100000 hab : 200 à 300 l/j/hab.
- ▶ Ville de plus de 100000 hab : 300 à 350 l/j/hab.

Commune rurale : considérée comme étant une agglomération de moins de 2000 hab. 125 l/j /hab.

Mais actuellement pour le calcul des besoins domestiques futurs de la commune, la consommation journalière pour chaque habitant à différents horizons est donnée dans le tableau II-2 :

Tableau II .2 Répartition de la dotation de la commune à l'horizon d'étude 2025 :

horizons	Population (hab)	Dotation(l/j/hab)
2008	12483	100
2020	15871	125
2025	17540	150

4. Besoins domestiques :

La consommation moyenne journalière est obtenue par la formule ci-dessous :

$$Q_{\text{moy.j}} = \frac{q_i N_i}{1000} \quad (\text{m}^3 / \text{j}) \quad (\text{II} - 2)$$

Avec :

$Q_{\text{moy.j}}$: consommation moyenne journalière (m^3 / j)

q_i : Norme moyenne journalière de la consommation pour chaque groupe (l/j/hab).

N_i : Nombre de consommateurs (hab).

i : Nombre de groupes. [1]

Les besoins domestiques pour les différentes zones de Ain Romana (Rayhane et Bordj El Amir) à l'horizon 2025 sont indiqués dans le tableau II-3 :

Tableau II.3 Besoins domestiques :

Agglomération	Nombre d'habitants	Dotation (l/j/hab)	$Q_{\text{moy.j}}$ (m^3/j)
Rayhane	6609	150	991,35
Bordj El Amir AEk	5817	150	872,55
total	12426	150	1863,90

5. Besoins des équipements :

Les besoins des équipements regroupent tous les besoins tels qu'administratifs, scolaires, sanitaires, culturels, sportifs et industriels.

Tous les besoins sont regroupés dans les tableaux (II.4 et II.5):

Tableau II.4 Besoins des équipements de Rayhane:

Equipements	Nombre	Unité	Dotation (l/j/unité)	Q _{moy,j} (m ³ /j)
école primaire	508	élèves	10	5,08
CEM	379	élèves	10	3,79
Mosquée	600	fidèles	10	6
annexe (APC)	2	employés	10	0,02
Salle de soins	5	employés	10	0,05
Garde communale	44	employés	15	0,66
gendarmerie	15	agents	15	0,225
Total				39,915

Tableau II.5 Besoins des équipements de Bordj El Amir AEK :

Equipements	Nombre	Unité	Dotation (l/j/unité)	Q _{moy,j} (m ³ /j)
école primaire	600	élèves	10	6
CEM	293	élèves	10	2,93
Mosquée	550	fidèles	10	5,5
Annexe APC	1	employé	10	0,01
Salle de soins	5	employés	10	0,05
Garde communale	44	employés	15	0,66
Total				15,24

6. Récapitulation des besoins en eau des agglomérations :

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le Tableau II.6 :

Tableau II.6 Récapitulation des besoins en eaux des agglomérations :

	Rayhane	Bordj El Amir
Catégorie des besoins	$Q_{\text{moy},j} (\text{m}^3/\text{j})$	$Q_{\text{moy},j} (\text{m}^3/\text{j})$
Domestiques	991,35	872,55
Administratifs	0,905	0,67
Scolaires	8,87	8,93
Sanitaires	0,05	0,05
mosquées	6	5,5
Total	1007,18	887,70

7. Etude des variations de la consommation :

Avant tout projet d'alimentation en eau potable, il faut connaître le régime de consommation de l'agglomération qui est utile pour le régime du travail des éléments du système et leur dimensionnement.

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

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

7.2. Coefficients d'irrégularité :

7.2.1. Coefficient d'irrégularité maximale ($K_{\max,j}$) :

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

$$K_{\max,j} = Q_{\max,j} / Q_{\text{moy}}, \dots \dots \dots \text{(II-3)}$$

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

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

Le Coefficient d'irrégularité tient compte des gaspillages et des fuites éventuelles pouvant être, occasionnées dans le réseau de distribution, pour pallier à ce problème, nous majorons de 30 % pour en tenir compte ($K_{\max,j}=1,30$).

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

Il est défini comme étant le rapport de la consommation minimale journalière sur la consommation moyenne journalière, donné par la relation suivante :

$$K_{\min,j} = Q_{\min,j} / Q_{\text{moy}}, \dots \dots \dots \text{(II-4)}$$

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

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

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

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

$$K_{\max,h} = \alpha_{\max} \cdot \beta_{\max} \dots \dots \dots \text{(II-5)}$$

Avec :

- α_{\max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de 1,2 à 1,4 et dépend du niveau de développement local. On prend $\alpha_{\max}=1,3$
- β_{\max} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

Pour les valeurs de β_{\max} en fonction du nombre d'habitants voir annexe n°1.

Remarque :

Comme on a deux agglomérations presque ont le même nombre de population, donc nous prenons $\beta_{\max} = 1,3$.

$$K_{\max,h} = \alpha_{\max} \cdot \beta_{\max} = 1,3 \cdot 1,3 = 1,69 \Rightarrow K_{\max,h} = 1,69$$

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

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

$$K_{\min,h} = \alpha_{\min} \cdot \beta_{\min} \dots\dots\dots (II-6)$$

Avec :

- ✓ α_{\min} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, varie de 0,4 à 0,6. Pour notre cas on prend $\alpha_{\min} = 0,5$.
- ✓ β_{\min} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

Les valeurs de β_{\min} en fonction du nombre d'habitants voir annexe n°2.

Remarque :

Comme on a deux agglomérations presque avec le même nombre d'habitants, donc nous prenons $\beta_{\min} = 0,4$.

$$K_{\min,h} = \alpha_{\min} \cdot \beta_{\min} = 0,5 \cdot 0,4 = 0,24 \Rightarrow K_{\min,h} = 0,24$$

7.3. Récapitulation des besoins en eau maximale journalière des agglomérations :

Tableau II.7 les besoins en eau maximale journalière des agglomérations :

agglomération	$Q_{\text{moy},j} \text{ (m}^3\text{/j)}$	$K_{\text{max},j}$	$Q_{\text{max},j} \text{ (m}^3\text{/j)}$
Rayhane	1007,18	1,3	1309,33
Bordj El Amir	887,70	1,3	1154,01
Total	1894,88	1,3	2463,34

7.4. Récapitulation des besoins en eau minimale journalière des agglomérations :

Tableau II.8 Les besoins en eau minimale journalière :

agglomération	$Q_{moy,j}(m^3/j)$	$K_{min,j}$	$Q_{min,j}(m^3/j)$
Rayhane	1007,18	0,9	906,46
Bordj El Amir	887,70	0,9	798,93
Total	1894,88	0,9	1705,39

8. Etude des variations des débits horaires :

Le débit moyen subit non seulement des variations journalières mais aussi des variations horaires.

Le débit moyen horaire est donné par la formule suivante :

$$Q_{moyh} = Q_{max,j} / 24 \quad (m^3/h) \dots\dots\dots (II-7)$$

Avec :

Q_{moyh} : débit moyen horaire (m^3/h)

$Q_{max,j}$: débit maximal journalier (m^3/j)

Le tableau II.9 donne les débits moyens horaires:

Tableau II-9 les débits moyens horaires:

agglomération	$Q_{max,j}(m^3/j)$	$Q_{moyh}(m^3/h)$
Rayhane	906,46	37,77
Bordj El Amir	798,93	33,29
Total	1705,39	71,06

Tableau II.10 Variations des débits horaires de Rayhane :

Heures	Consommation totale $Q_{\max, j}=1309,33\text{m}^3/\text{J}$		Courbe de la consommation Cumulée (intégrale)	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1	13,093	1	13,093
1-2	1	13,093	2	26,187
2-3	1	13,093	3	39,280
3-4	1	13,093	4	52,373
4-5	2	26,187	6	78,560
5-6	3	39,280	9	117,840
6-7	5	65,467	14	183,306
7-8	6,5	85,106	20,5	268,413
8-9	6,5	85,106	27	353,519
9-10	5,5	72,013	32,5	425,532
10-11	4,5	58,920	37	484,452
11-12	5,5	72,013	42,5	556,465
12-13	7	91,653	49,5	648,118
13-14	7	91,653	56,5	739,771
14-15	5,5	72,013	62	811,785
15-16	4,5	58,920	66,5	870,704
16-17	5	65,467	71,5	936,171
17-18	6,5	85,106	78	1021,277
18-19	6,5	85,106	84,5	1106,384
19-20	5	65,467	89,5	1171,850
20-21	4,5	58,920	94	1230,770
21-22	3	39,280	97	1270,050
22-23	2	26,187	99	1296,237
23-24	1	13,093	100	1309,330

$$Q_{\max, h}=91,653 \text{ (m}^3/\text{h)} \quad \text{et} \quad Q_{\min, h}=13,093 \text{ (m}^3/\text{h)}$$

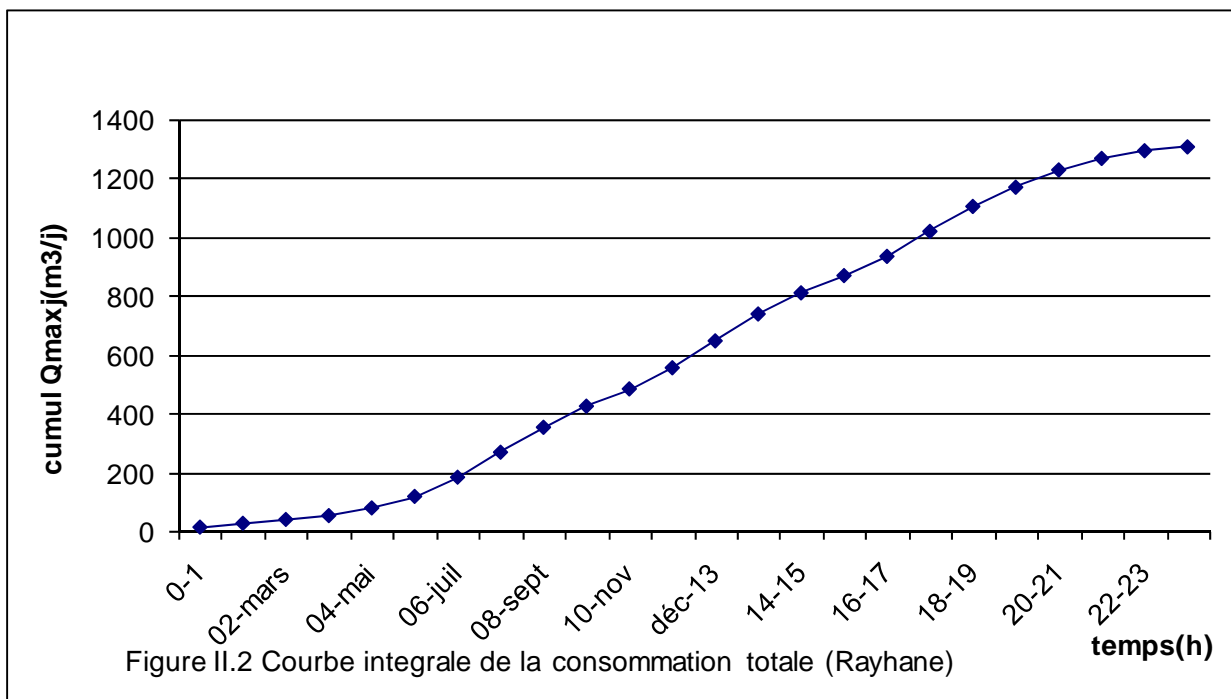
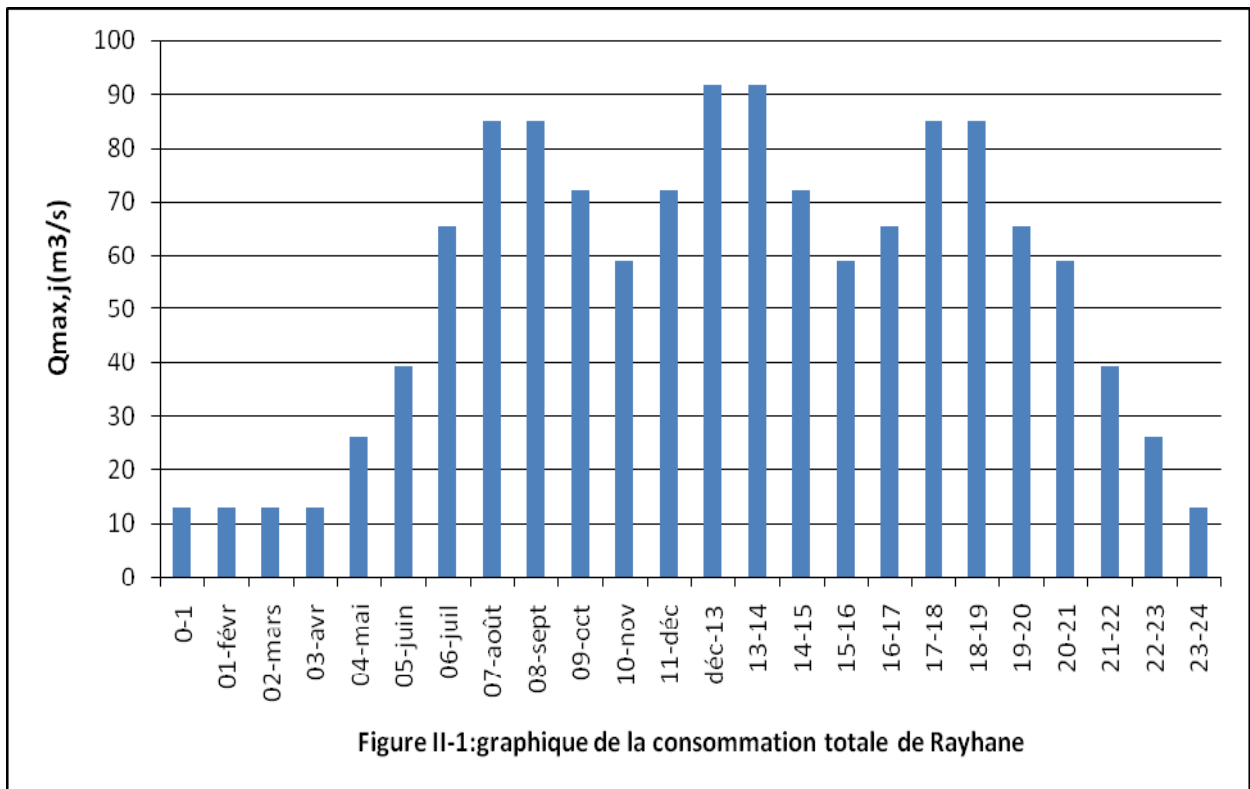


Tableau II.11 Variations des débits horaires de Bordj El Amir(AEK) :

Heures	Consommation totale $Q_{\max} \cdot j = 1154,01 \text{ m}^3/\text{J}$		Courbe de la consommation Cumulée (intégrale)	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1	11,540	1	11,540
1-2	1	11,540	2	23,080
2-3	1	11,540	3	34,620
3-4	1	11,540	4	46,160
4-5	2	23,080	6	69,241
5-6	3	34,620	9	103,861
6-7	5	57,701	14	161,561
7-8	6,5	75,011	20,5	236,572
8-9	6,5	75,011	27	311,583
9-10	5,5	63,471	32,5	375,053
10-11	4,5	51,930	37	426,984
11-12	5,5	63,471	42,5	490,454
12-13	7	80,781	49,5	571,235
13-14	7	80,781	56,5	652,016
14-15	5,5	63,471	62	715,486
15-16	4,5	51,930	66,5	767,417
16-17	5	57,701	71,5	825,117
17-18	6,5	75,011	78	900,128
18-19	6,5	75,011	84,5	975,138
19-20	5	57,701	89,5	1032,839
20-21	4,5	51,930	94	1084,769
21-22	3	34,620	97	1119,390
22-23	2	23,080	99	1142,470
23-24	1	11,540	100	1154,010

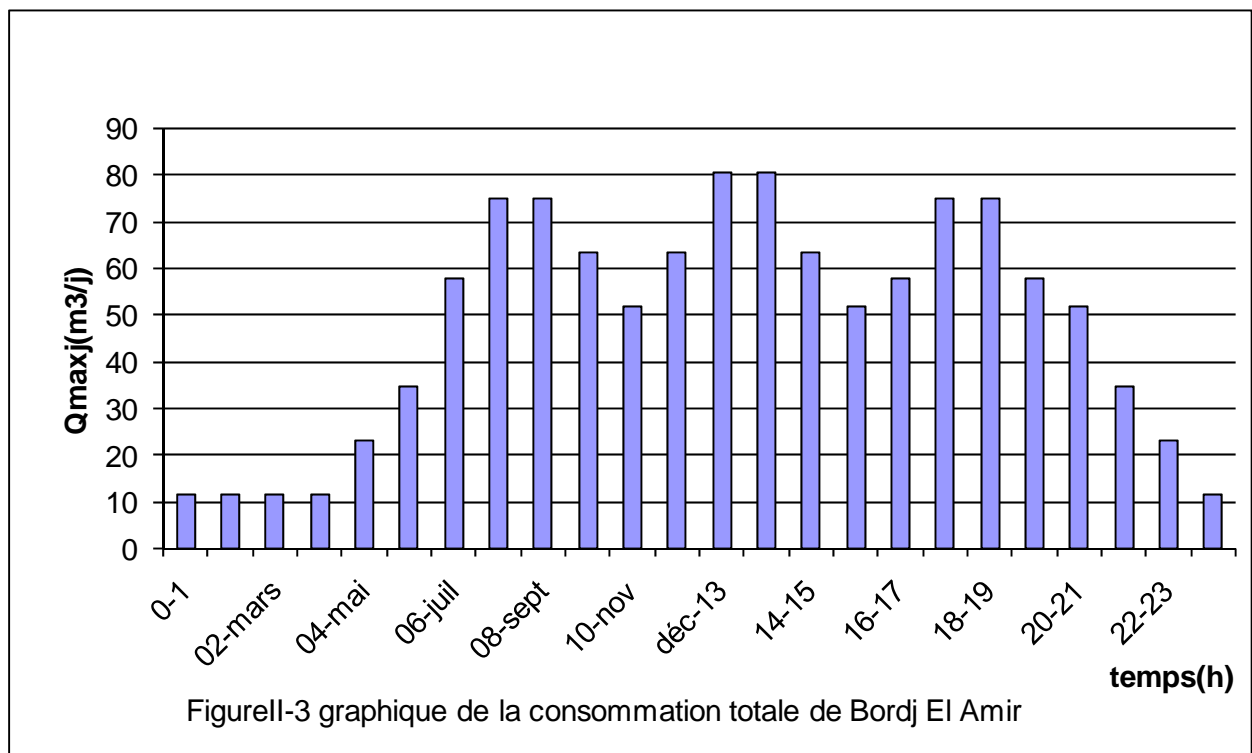
$$Q_{\max,h} = 80,781 \text{ (m}^3/\text{h)} \quad \text{et} \quad Q_{\min,h} = 11,540 \text{ (m}^3/\text{h)}$$

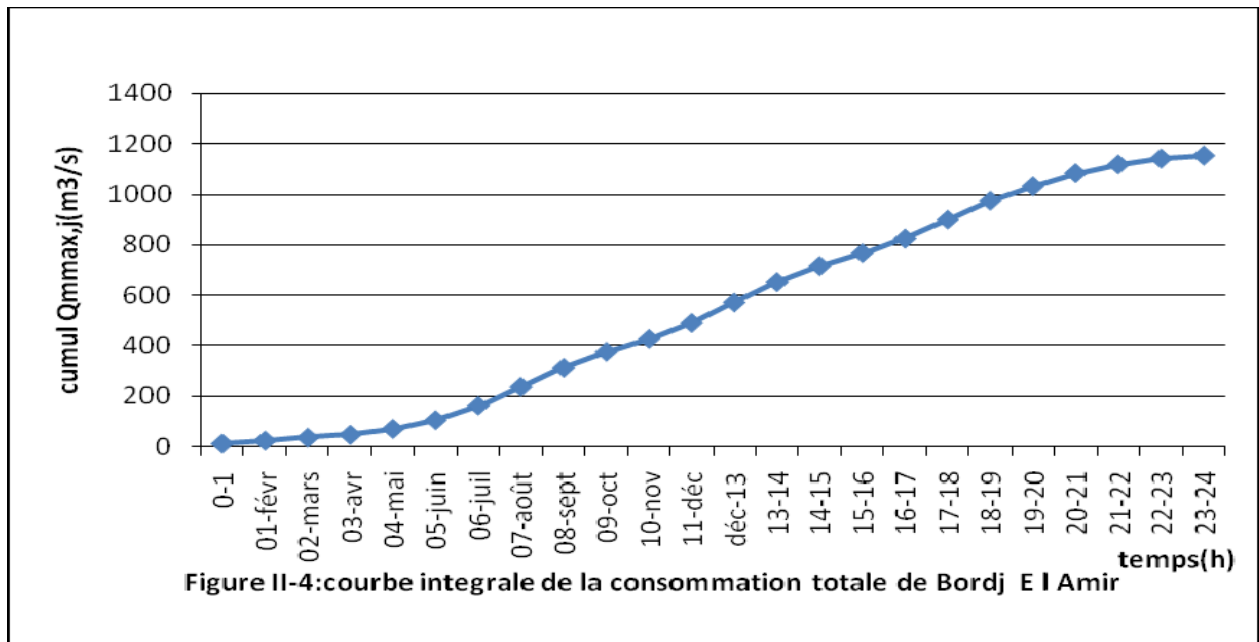
9. Détermination des coefficients d'irrégularités max et min horaires graphiquement :

C'est le rapport entre le débit maximal ou minimal horaire par rapport au débit moyen horaire. Les résultats de calcul représentés dans le Tableau II.12 :

Tableau II.12 Coefficients d'irrégularités max et min horaire :

	$Q_{\max, h}$ (m ³ /h)	$Q_{\min, h}$ (m ³ /h)	$Q_{\text{moy}, h}$ (m ³ /h)	$K_{\max, h}$	$K_{\min, h}$
Rayhane	91,653	13,093	54,56	1,68	0,24
Bordj El Amir	80,781	11,540	48,08	1,68	0,24





Conclusion :

Ce chapitre nous a permis de déterminer les débits maximum journaliers pour les deux agglomérations ($1309,33\text{m}^3/\text{J}$ et $1154,01\text{m}^3/\text{J}$) à l'horizon d'étude 2025. Ces débits sont supérieurs aux débits donnés par les sources. Il est donc nécessaire de prévoir d'autres sources d'approvisionnement en plus des sources existantes pour faire face à la demande.

Chapitre III

Le réseau de distribution

Introduction :

À partir du ou des réservoirs, l'eau est distribuée dans un réseau de conduites sur lesquelles les branchements seront piqués en vue de l'alimentation des abonnés.

Les canalisations devront en conséquence présenter un diamètre suffisant, de façon à assurer le débit maximal avec une pression au sol compatible avec la hauteur des immeubles. [2]

1. Choix du réseau :

Suivant la structure et l'importance de l'agglomération on distingue trois schémas des réseaux de distribution (les réseaux ramifiés, les réseaux maillés et les réseaux mixtes (ramifiés+maillés). Le réseau de distribution choisi dans notre cas d'étude est le réseau maillé suite à des nombreux avantages qu'il procure.

Un réseau maillé est constitué d'une série de tronçons disposés de telle manière qu'il soit possible de décrire une ou plusieurs boucles fermées en suivant le tracé. Contrairement au réseau ramifié, un réseau maillé assure une distribution de retour en cas de panne d'un tronçon. Il présente une indétermination sur les grandeurs et les signes (sens) des débits et des pertes de charge dans chaque tronçon.

2. Conception d'un réseau :

Pour concevoir un réseau de distribution, nous sommes appelés à prendre en compte un certain nombre des facteurs, qui peuvent influencer sur le réseau parmi les quels, nous avons :

- l'emplacement des quartiers
- l'emplacement des consommateurs
- le relief
- le souci d'assurer un service souple et précis.

3. Principe du tracé du réseau maillé :

Le tracé se fait comme suit :

- Tout d'abord, il faut repérer les consommateurs importants (par exemple l'usine) ;
- Repérer les quartiers ayant une densité de population importante ;
- Déterminer l'itinéraire (sens) principal pour assurer la distribution à ces consommateurs ;
- Suivant ce sens, tracer les conduites principales en parallèle ;
- Ces conduites principales doivent être bien réparties pour avoir une bonne distribution d'eau ;
- Pour alimenter l'intérieur des quartiers, ces conduites principales sont reliées entre elles par des conduites secondaires pour former des boucles (mailles).

4. Calcul hydraulique du réseau maille :

Le dimensionnement et la détermination des débits dans un réseau maillé s'effectuent de la manière suivante :

Tout d'abord nous déterminons

- la longueur de chaque tronçon du réseau maillé
- les débits routes pendant les heures considérées
- les débits spécifiques en considérant les débits routes
- les débits supposés concentrés aux nœuds

4.1. Détermination des débits :

a- Débit route :

Il est défini comme étant le débit reparti uniformément le long d'un tronçon du réseau, il est donné par la relation suivante :

$$\sum_{i=1}^n Q_r = Q_{cons} - \sum_{i=1}^n Q_{conc} \dots\dots\dots(III-1)$$

Avec :

$\sum_{i=1}^n Q_r$: Le débit route global consommé ;

Q_{cons} : le débit consommé total ;

$\sum_{i=1}^n Q_{conc}$: Somme de débits concentrés ;

b- Débit spécifique :

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

$$Q_{sp} = \frac{\sum_{i=1}^n Q_r}{\sum_{i=1}^n L_i} \dots\dots\dots(III - 2)$$

Avec :

Q_{sp} : débit spécifique (l/s/m)

$\sum_{i=1}^n L_i$: Somme des longueurs des tronçons du réseau qui assurent le service en route (exprimé en mètre).

c- Débit au nœud :

Le débit au nœud est celui qui est concentré à chaque point de jonction des conduites du réseau, il doit être déterminé à partir de la relation suivante :

$$Q_{n,i} = 0,5 \sum_{i=1}^k Q_{ri-k} + \sum_{i=0}^k Q_{cxonc} \dots\dots\dots III-3$$

Avec :

$Q_{n,i}$: débit au nœud i

$\sum_{i=1}^k Q_{ri-k}$: Somme des débits route des tronçons reliés au nœud i

$\sum_{i=1}^n Q_{conc}$: Somme des débits concentrés au nœud.

NB : Ces débits énumérés ci-dessus nous permettent de dimensionner le réseau de distribution dans les deux cas : cas de pointe et cas de pointe +incendie.

4.2. Calcul des débits :

a- Cas de pointe :

Le cas de pointe est détecté à partir du graphique de consommation entre 12heures et 13 heures. Donc, nous avons :

$Q_{cons}=91,653m^3/h=25,459$ l/s et $Q_{conc}=0$ (pas de débit concentré)

$Q_{cons}=80,781m^3/h=22,439$ l/s et $Q_{conc}=0$ (pas de débit concentré)

Donc : Rayhane $Q_{route} = Q_{cons} = 25,459$ l/s

Bordj El Amir $Q_{route} = Q_{cons} = 22,439$ l/s

$$\sum_{i=1}^n L_i = 3816,24; \text{ donc: } Q_{sp} = 25,459/3816,24 = 0,006671 \text{ l/s/m}$$

$$\sum_{i=1}^n L_i = 2928,34; \text{ donc: } Q_{sp} = 22,439/2928,34 = 0,007661 \text{ l/s/m}$$

Tableau III.1 Récapitulatif des débits de calcul pour le cas de pointe :

		Rayhane	Bordj El Amir
Heure de pointe (12 h à 13h)	Q_{cons} (l/s)	25,459	22,439
	Q_{conc} (l/s)	0 (pas d'usine)	0 (pas d'usine)
	Q_{route} (l/s)	25,459	22,439
	$\sum L_i$ (m)	2829,34	3816,24
	Q_{spc} (l/s/m)	0,00667	0,00766

Ces données nous permettent de calculer le débit route de chaque tronçon ainsi que le débit du chaque nœud du réseau.

Tous les résultats du calcul sont récapitulés dans les tableaux III-2 :

✓ **Débit route :**

Tableau III.2 Détermination des débits en route (Rayhane) :

tronçon	Longueur(m)	Q_{sp} (l/s/m)	Q_{rte} (l/s)
1_2	331,24	0,007	2,210
2_3	15,28		0,102
2_12	142,49		0,951
3_4	205,71		1,372
3_11	311,7		2,079
4_5	256,38		1,710
5_6	152,49		1,017
6_7	350,52		2,338
6_8	247,08		1,648
6_10	162,64		1,085
7_8	166,01		1,107
8_9	339,74		2,266
9_10	187,21		1,249
10_11	50,59		0,337
11_12	443,9		2,961
12_13	291,58		1,945
13_1	161,68		1,079
total	3816,24		25,459

Tableau III.3 Détermination des débits en route (Bordj El Amir) :

tronçon	Longueur(m)	$Q_{sp}(l/s/ml)$	$Q_{rte}(l/s)$
1-2	55,7	0,008	0,427
2-3	62,2		0,477
3-4	378,22		2,898
4-5	173,77		1,332
5-14	138,32		1,060
5-6	200,1		1,533
6-7	157,07		1,204
7-14	207,15		1,587
7-8	108,42		0,831
8-9	198,57		1,522
9-10	151,15		1,158
10-11	125,33		0,960
11-14	91,95		0,705
11-12	215,94		1,655
12-4	202,1		1,549
12-13	395,98		3,034
13-1	66,37		0,509
total	2928,34		22,439

Tableau III.4 Détermination des débits aux nœuds en cas de pointe (Rayhane) :

N° de nœuds	Tronçons	Q _n (l/s)
1	1-2 ; 1-13	1,645
2	2-1 ; 2-3 ; 2-12	1,632
3	3-2 ; 3-4 ; 3-11	1,777
4	4-3 ; 4-5	1,541
5	5-4 ; 5-6	1,364
6	6-5 ; 6-7 ; 6-8 ; 6-10	2,508
7	7-6 ; 7-8	1,723
8	8-6 ; 8-7 ; 8-9	2,511
9	9-8 ; 9-10	1,758
10	10-6 ; 10-9 ; 10-11	1,926
11	11-3 ; 11-10 ; 11-12	2,661
12	12-2 ; 12-11 ; 12-13	2,901
13	13-1 ; 13-12	1,512
total		25,459

Tableau III.5 Détermination des débits aux nœuds en cas de pointe (Bordj) :

N° de nœuds	Tronçons	Q _n (l/s)
1	1-2 ; 1-13	0,468
2	2-1 ; 2-3	0,452
3	3-2 ; 3-4	1,688
4	4-3 ; 4-5 ; 4-12	2,890
5	5-4 ; 5-6 ; 5-14	1,963
6	6-5 ; 6-7	1,369
7	7-6 ; 7-8 ; 7-14	1,811
8	8-7 ; 8-9	1,177
9	9-8 ; 9-10	1,340
10	10-9 ; 10-11	1,059
11	11-14 ; 11-10 ; 11-12	1,660
12	12-4 ; 12-11 ; 12-13	3,114
13	13-1 ; 13-12	1,772
14	14-5 ; 14-7 ; 14-11	1,676
total		22,439

b- Cas de pointe + incendie :

Dans ce cas le calcul se fait de la même manière que le cas précédent mais seulement on doit s'assurer que le débit d'incendie donné par le réservoir (17l/s) se trouve au point le plus défavorable qui est dans notre cas les nœuds n°12 pour les deux agglomérations.

Tableau III.6 Détermination des débits aux nœuds tenant compte de l'incendie(Rayhane):

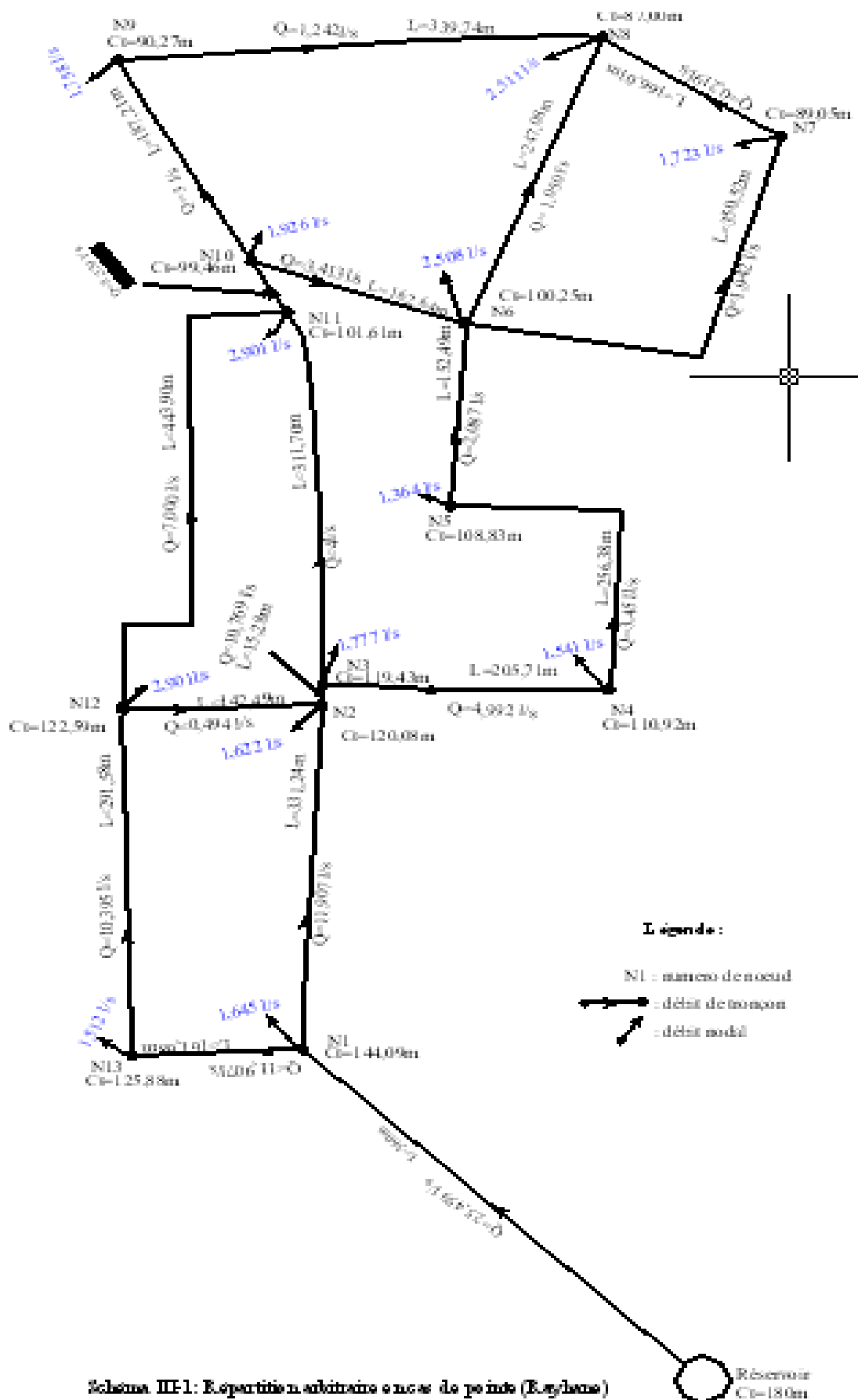
N° de nœuds	Tronçons	Q _n (l/s)
1	1-2 ; 1-13	1,645
2	2-1 ; 2-3 ; 2-12	1,632
3	3-2 ; 3-4 ; 3-11	1,777
4	4-3 ; 4-5	1,541
5	5-4 ; 5-6	1,364
6	6-5 ; 6-7 ; 6-8 ; 6-10	2,508
7	7-6 ; 7-8	1,723
8	8-6 ; 8-7 ; 8-9	2,511
9	9-8 ; 9-10	1,758
10	10-6 ; 10-9 ; 10-11	1,926
11	11-3 ; 11-10 ; 11-12	2,661
12	12-2 ; 12-11 ; 12-13	19,901
13	13-1 ; 13-12	1,512
total		42,459

Tableau III.7 Détermination des débits aux nœuds tenant compte de l'incendie (Bordj):

N° de nœuds	Tronçons	Q _n (l/s)
1	1-2 ; 1-13	0,468
2	2-1 ; 2-3	0,452
3	3-2 ; 3-4	1,688
4	4-3 ; 4-5 ; 4-12	2,890
5	5-4 ; 5-6 ; 5-14	1,963
6	6-5 ; 6-7	1,369
7	7-6 ; 7-8 ; 7-14	1,811
8	8-7 ; 8-9	1,177
9	9-8 ; 9-10	1,340
10	10-9 ; 10-11	1,059
11	11-14; 11-10 ; 11-12	1,660
12	12-4 ; 12-11 ; 12-13	20,114
13	13-1 ; 13-12	1,772
14	14-5 ; 14-7 ; 14-11	1,676
total		39,439

4.3. Répartition arbitraire des débits :

Après le calcul des débits aux nœuds, nous pouvons donc faire les répartitions arbitraires des débits pour pouvoir déterminer les diamètres dans chaque tronçon. (Voir schémas suivants)



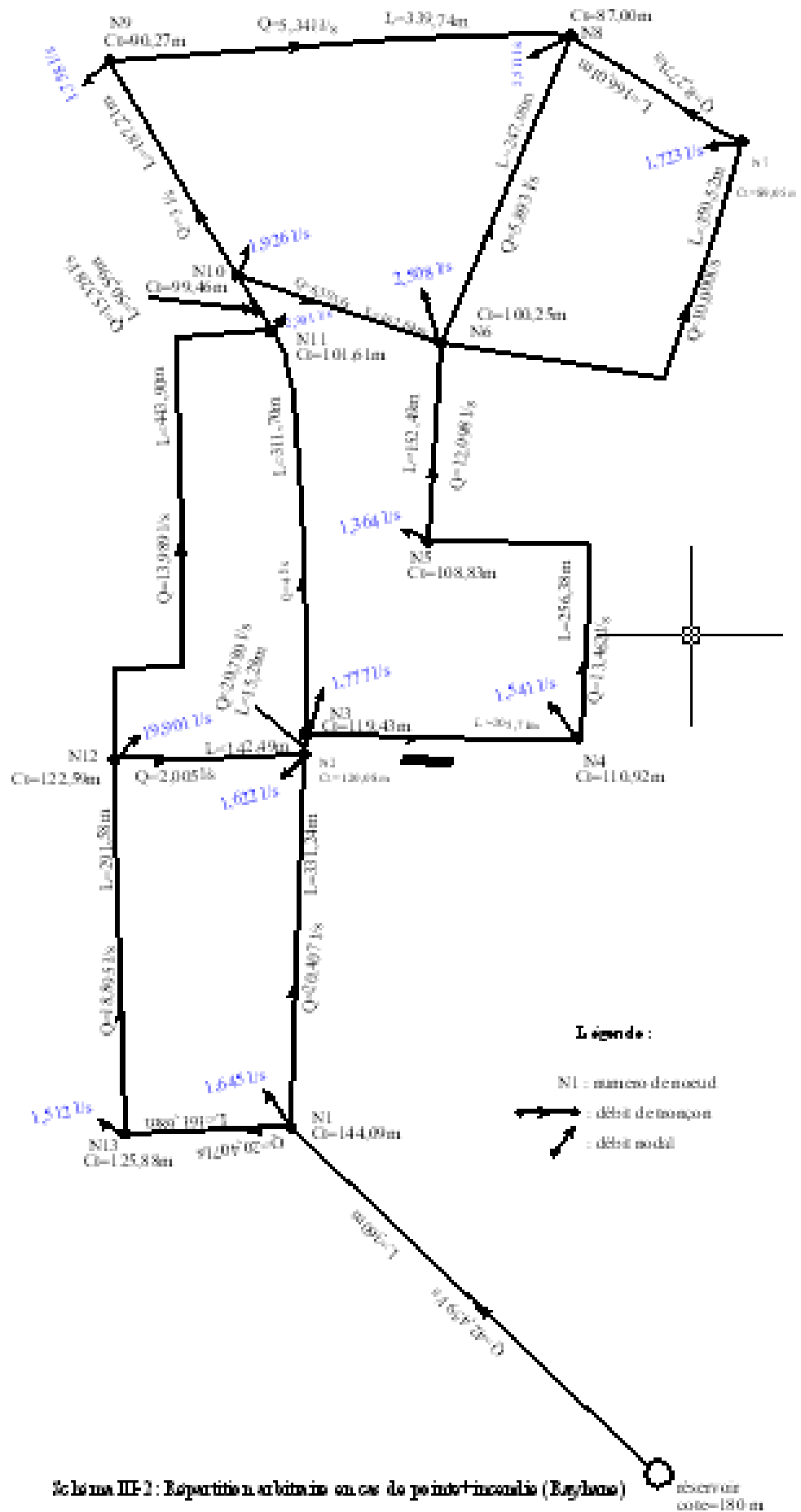


Schéma III-1 : Répartition arbitraire en cas de points+incendie (Egylense)

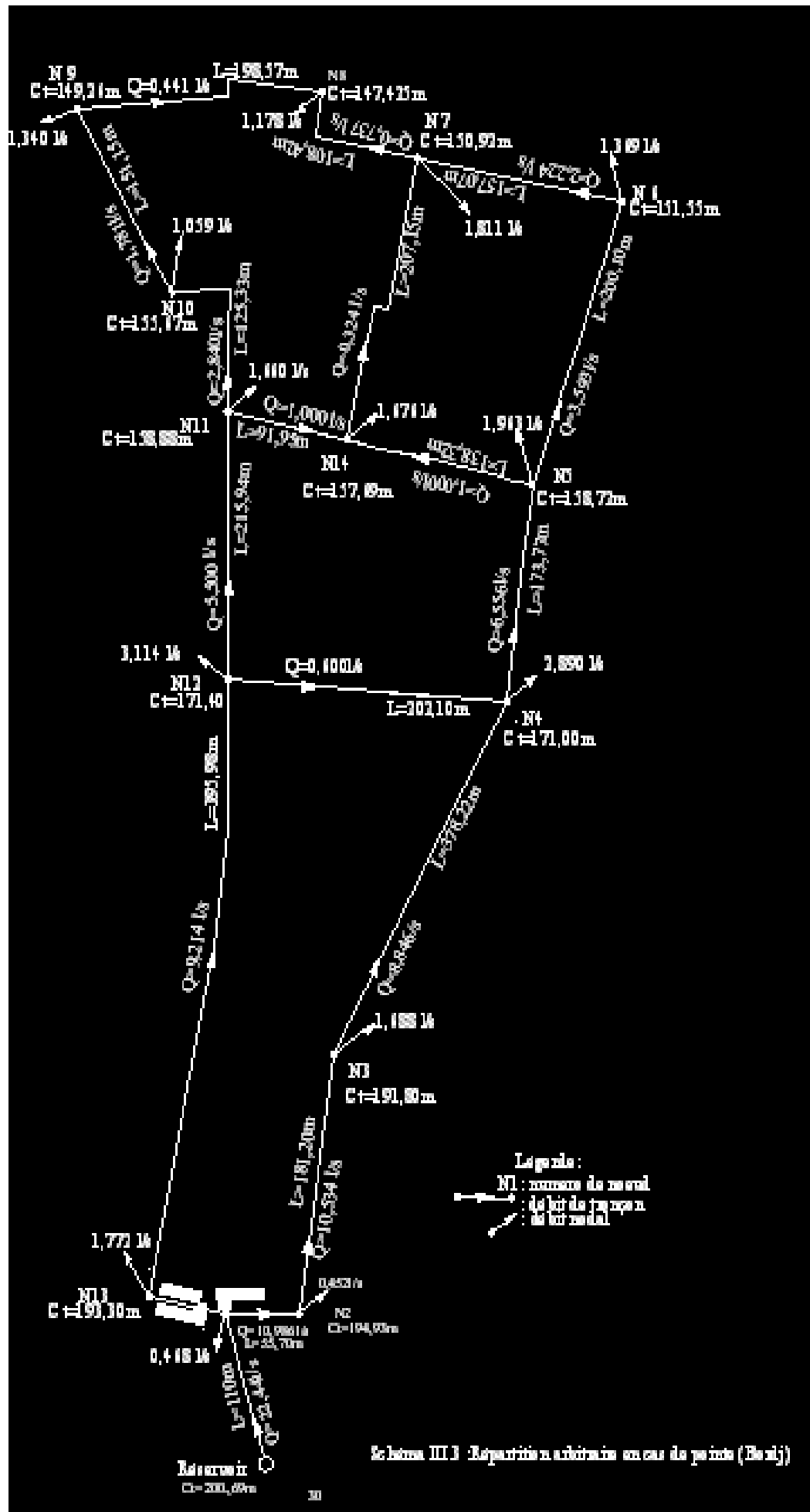
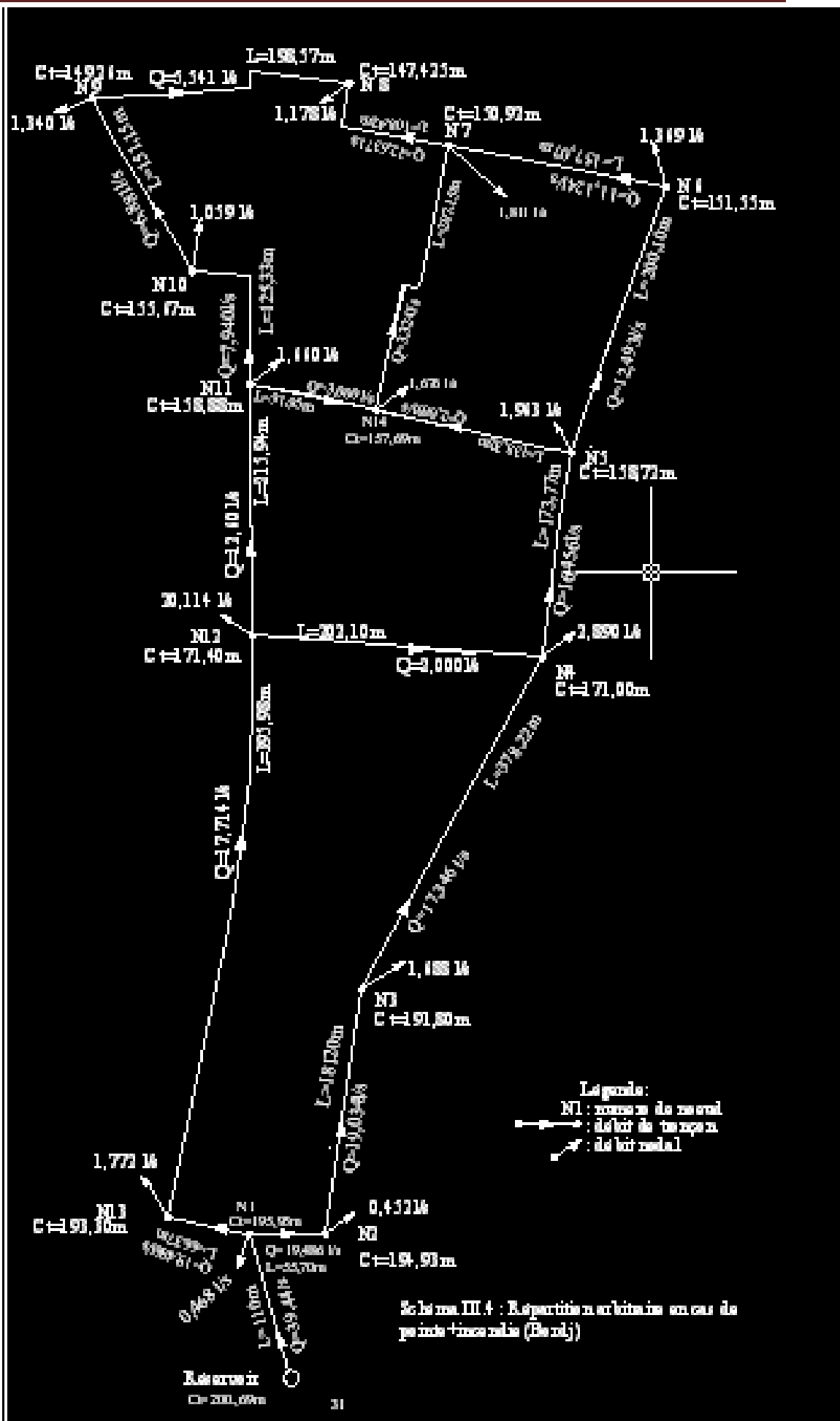


Schéma III.3 : Répartition arbitraire en cas de pointe (Beauj)



5. Détermination des diamètres avantageux :

Le dimensionnement des conduites de la maille se fait avec le débit maximum qui passe à travers la conduite.

Pour cette raison nous avons déterminé le débit arbitraire pour chaque tronçon. Pour déterminer les diamètres avantageux (écoulement gravitaire), on se base sur le tableau III-8 qui donne les diamètres avantageux en fonction de la pochette des débits.

Tableau III.8 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

Source :

Extrait de l'ouvrage d'alimentation en eau potable d'ABRAMOV ed1982

Tableau III.9 Débit en fonction des diamètres avantageux (Rayhane) :

tronçon	Q (l/s)	Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)
1_2	20,407	175	0,85
2_3	20,78	175	0,86
2_12	2,005	50	1,02
3_4	15,003	125	1,22
3_11	4	75	0,91
4_5	13,462	125	1,10
5_6	12,098	125	0,99
6_7	10	100	1,27
6_8	5,893	75	1,33
6_10	6,303	75	1,43
7_8	8,277	100	1,05
9_8	5,431	75	1,23
10_9	7,099	75	1,61
11_10	15,328	150	0,87
12_11	13,989	125	1,14
13_12	18,895	150	1,07
1_13	20,407	175	0,85

Tableau III.10 Débit en fonction des diamètres avantageux (Bordj) :

tronçon	Q (l/s)	Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)
1-2	19,486	150	1,10
2-3	19,034	150	1,08
3-4	17,346	150	0,98
4-5	16,456	150	0,93
5-14	2,000	50	1,02
5-6	12,493	125	1,02
6-7	11,124	125	0,91
14-7	3,324	75	0,75
7-8	12,637	125	1,03
9-8	5,541	75	1,25
10-9	6,881	75	1,56
11-10	7,940	100	1,01
11-14	4,000	75	0,91
12-11	12,600	125	1,03
12-4	2,000	50	1,02
13-12	17,714	150	1,00
1-13	19,486	150	1,10

6. Dimensionnement du réseau :

Le dimensionnement du réseau de distribution se fait à la base d'un logiciel appelé EPANET. La rugosité est donnée selon la nature des matériaux utilisés. Dans notre cas comme on a opté pour le P.E.H.D, la rugosité donnée par l'EPANET suivant la formule de DARCY-WEISBACH.

La perte de charge ou charge hydraulique perdue à cause du frottement de l'eau avec les parois du tuyau peut être calculée en utilisant l'une de ces trois formules:

- formule de Hazen-Williams
- formule de Darcy-Weisbach
- formule de Chezy-Manning
 - La formule de Hazen-Williams est la formule de perte de charge la plus utilisée aux États-Unis. Elle ne peut pas être utilisée pour des liquides autres que l'eau et a été initialement développée uniquement pour les écoulements turbulents.
 - La formule de Chezy-Manning est généralement utilisée pour les écoulements dans les canaux découverts et pour les grands diamètres.
 - Par contre, la formule de Darcy-Weisbach est théoriquement la plus correcte et est la plus largement utilisée en Europe. Elle s'applique à tous les régimes d'écoulement et à tous les liquides.

Pour la formule de Darcy-Weisbach, EPANET utilise différentes méthodes pour calculer le facteur de friction (f) selon le régime d'écoulement:

- La formule de Hagen-Poiseuille est utilisée pour un écoulement laminaire ($Re < 2000$).
- L'approximation de Swamee et Jain dans l'équation de Colebrook-White est utilisée pour un écoulement entièrement turbulent ($Re > 4000$).
- L'interpolation cubique du diagramme de Moody est utilisée pour un écoulement transitoire ($2000 < Re < 4000$).

Vue les avantages qu'il procure, nous allons simuler notre réseau de distribution avec comme formule de perte de charge celle de DARCY-WEISBACH.

Tableau III.11 Formules de perte de charge totale :

formule	Perte de charge
Hazen-Williams	$10,674 C^{-1.852} d^{-4.871} L$
Darcy-Weisbach	$0.0827 f(\varepsilon, d, q) d^{-5} L$
Chezy-Manning	$10,294 n^2 d^{-5.33} L$

Source : (manuel d'aide d'EPANET)

Avec :

C = coefficient de rugosité de Hazen-Williams

 ε = rugosité absolue de Darcy-Weisbachf = facteur de friction (dépend de ε , d, et q)

n = coefficient de rugosité de Manning

d = diamètre du tuyau (m)

L = longueur du tuyau (m)

q = débit (m³/s)**Remarque** : La perte de charge est exprimée en m.c.e. et le débit en m³/s

Tableau III.12 Calcul des paramètres hydrauliques en cas de pointe (Rayhane) :

ID Arc	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)
Tuyau 1	331,24	175	15,26	0,72
Tuyau 2	15,28	175	15,11	0,63
Tuyau 3	205,71	125	8,10	0,82
Tuyau 4	256,38	125	8,56	0,70
Tuyau 5	152,49	120	7,2	0,64
Tuyau 6	350,52	75	1,71	0,57
Tuyau 7	166,01	75	1,01	0,51
Tuyau 8	339,74	75	1,23	0,53
Tuyau 9	187,21	75	1,53	0,78
Tuyau 10	50,59	80	3,23	0,64
Tuyau 11	443,9	75	2,66	0,53
Tuyau 12	291,58	100	5,04	0,64
Tuyau 13	161,68	120	6,55	0,58
Tuyau 14	142,49	75	1,52	0,50
Tuyau 15	311,70	80	3,23	0,736
Tuyau 16	162,64	75	1,23	0,53
Tuyau 17	247,08	75	3,75	0,85
Tuyau 18	360	250	25,46	0,52

Tableau III.13 Calcul des pressions de service en cas de pointe (Rayhane) :

	Altitude	Débit	Charge	Pression
ID Nœud	(m)	(l/s)	(m)	(m)
Nœud 1	144,09	1,64	162,69	18,6
Nœud 2	120,08	1,63	161,83	41,75
Nœud 3	119,43	1,78	161,8	42,37
Nœud 4	110,92	1,54	160,74	49,82
Nœud 5	108,83	1,36	159,8	50,97
Nœud 6	100,25	2,51	159,3	59,05
Nœud 7	89	1,72	155,71	66,71
Nœud 8	87	2,51	156,76	69,76
Nœud 9	90,27	1,76	156,41	66,14
Nœud 10	99,46	1,93	159,13	59,67
Nœud 11	101,61	2,66	159,41	57,8
Nœud 12	122,59	2,9	161,05	38,46
Nœud 13	125,88	1,51	162,25	36,37
Réservoir 14	160	25,46	163	3

Tableau III.14 Calcul des paramètres hydrauliques en cas de pointe +incendie (Rayhane) :

ID Arc	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)
Tuyau 1	331,24	175	24,11	1
Tuyau 2	15,28	175	20,42	0,85
Tuyau 3	205,71	125	10,91	0,97
Tuyau 4	256,38	125	10,37	0,84
Tuyau 5	152,49	120	8	0,8
Tuyau 6	350,52	75	1,78	0,62
Tuyau 7	166,01	75	1,95	0,53
Tuyau 8	339,74	75	1,81	0,65
Tuyau 9	187,21	75	1,94	0,51
Tuyau 10	50,59	75	1,42	0,55
Tuyau 11	443,90	75	2,65	0,53
Tuyau 12	291,58	100	15,20	1,93
Tuyau 13	161,68	120	16,71	1,48
Tuyau 14	142,49	75	2,05	1,63
Tuyau 15	311,70	80	4,74	1,52
Tuyau 16	162,64	75	1,44	1,15
Tuyau 17	247,08	75	4,27	0,97
Tuyau 18	360	250	42,46	0,86

Tableau III.15 Calcul des pressions de service en cas de pointe+incendie (Rayhane) :

ID Noeud	Altitude (m)	Débit (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
Nœud 1	144,09	1,64	162,13	18,04
Nœud 2	120,08	1,63	160,46	40,38
Nœud 3	119,43	1,78	160,4	40,97
Noud 4	110,92	1,54	158,93	48,01
Noud 5	108,83	1,36	157,55	48,72
Noud 6	100,25	2,51	156,78	56,53
Noud 7	89	1,72	152,54	63,54
Noud 8	87	2,51	153,46	66,46
Noud 9	90,27	1,76	148,94	58,67
Noud 10	99,46	1,93	149,97	50,51
Nœud 11	101,61	2,66	150,02	48,41
Nœud 12	122,59	19,9	148,39	25,8
Nœud 13	125,88	1,51	159,31	33,43
Réservoir 14	160	42,46	163	3

Tableau III.16 Calcul des paramètres hydrauliques en cas de pointe (Bordj) :

tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)
Tuyau 1	55,7	150	11,64	0,72
Tuyau 2	62,2	150	11,19	0,69
Tuyau 3	378,22	150	10,5	0,59
Tuyau 4	137,77	120	6,34	0,65
Tuyau 5	138,32	75	1,78	0,62
Tuyau 6	200,1	100	3,6	0,59
Tuyau 7	207,15	75	1,16	0,53
Tuyau 8	157,07	80	3,24	0,64
Tuyau 9	108,42	75	1,76	0,64
Tuyau 10	198,57	75	1,59	0,51
Tuyau 11	151,15	75	1,25	0,64
Tuyau 12	125,33	75	2,31	0,52
Tuyau 14	215,94	100	4,71	0,61
Tuyau 13	91,95	75	1,74	0,59
Tuyau 15	202,1	75	1,27	0,61
Tuyau 16	395,98	120	6,56	0,67
Tuyau 17	66,37	150	8,33	0,53
Tuyau 18	105,63	200	22,44	0,71

Tableau III.17 Calcul des pressions de service en cas de pointe (Bordj) :

	Altitude	Débit	Charge	Pression
ID Nœud	(m)	(l/s)	(m)	(m)
Nœud 1	195,95	0,47	202,42	6,47
Nœud 2	194,93	0,45	202,22	7,29
Nœud 3	191,8	1,69	202,01	10,21
Nœud 4	171	2,89	201,03	30,03
Nœud 5	158,72	1,96	200,48	41,76
Nœud 6	151,55	1,37	199,65	48,1
Nœud 7	150,92	1,81	198,62	47,7
Nœud 8	147,42	1,18	197,33	49,91
Nœud 9	149,26	1,34	197,29	48,03
Nœud 10	155,67	1,06	199,06	43,39
Nœud 11	158,88	1,66	199,67	40,79
Nœud 12	171,4	3,11	200,61	29,21
Nœud 13	193,3	1,77	202,28	8,98
Nœud 14	157,69	1,68	198,44	40,75
Réservoir 15	200,69	22,44	202,69	2

Tableau III.18 Calcul des paramètres hydrauliques en cas de pointe +incendie (Bordj) :

	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse
ID Arc	(m)	(mm)	(l/s)	(m/s)
Tuyau 1	55,7	150	11,47	0,73
Tuyau 2	62,2	150	11,52	0,71
Tuyau 3	378,22	150	10,83	0,61
Tuyau 4	137,77	120	6,51	0,66
Tuyau 5	138,32	75	1,82	0,66
Tuyau 6	200,1	100	4,72	0,6
Tuyau 7	207,15	75	1,22	0,62
Tuyau 8	157,07	80	3,35	0,67
Tuyau 9	108,42	75	1,42	0,67
Tuyau 10	198,57	75	1,45	0,57
Tuyau 11	151,15	75	1,69	0,61
Tuyau 12	125,33	75	1,75	0,51
Tuyau 14	215,94	100	4,55	0,58
Tuyau 13	91,95	75	1,64	0,51
Tuyau 15	202,1	75	1,44	0,35
Tuyau 16	395,98	120	6,23	0,64
Tuyau 17	66,37	150	25	1,47
Tuyau 18	105,63	200	39,44	1,26

Tableau III.19 Calcul des pressions de service en cas de pointe +incendie (Bordj) :

	Altitude	Débit	Charge	Pression
ID Nœud	(m)	(l/s)	(m)	(m)
Nœud 1	194,95	0,47	201,9	6,95
Nœud 2	194,93	0,45	201,69	6,76
Nœud 3	191,8	1,69	201,46	9,66
Nœud 4	171	2,89	200,43	29,43
Nœud 5	158,72	1,96	199,86	41,14
Nœud 6	151,55	1,37	198,99	47,44
Nœud 7	150,92	1,81	197,88	46,96
Nœud 8	147,42	1,18	196,48	49,06
Nœud 9	149,26	1,34	196,33	47,07
Nœud 10	155,67	1,06	197,95	42,28
Nœud 11	158,88	1,66	198,52	39,64
Nœud 12	171,4	3,11	199,4	28
Nœud 13	193,3	18,77	200,94	7,64
Nœud 14	157,69	1,68	197,59	39,9
Réservoir 15	200,69	39,44	202,69	2

Remarque :

Les schémas suivants présentent les répartitions définitives des débits pendant l'heure de pointe +incendie (débit de dimensionnement).

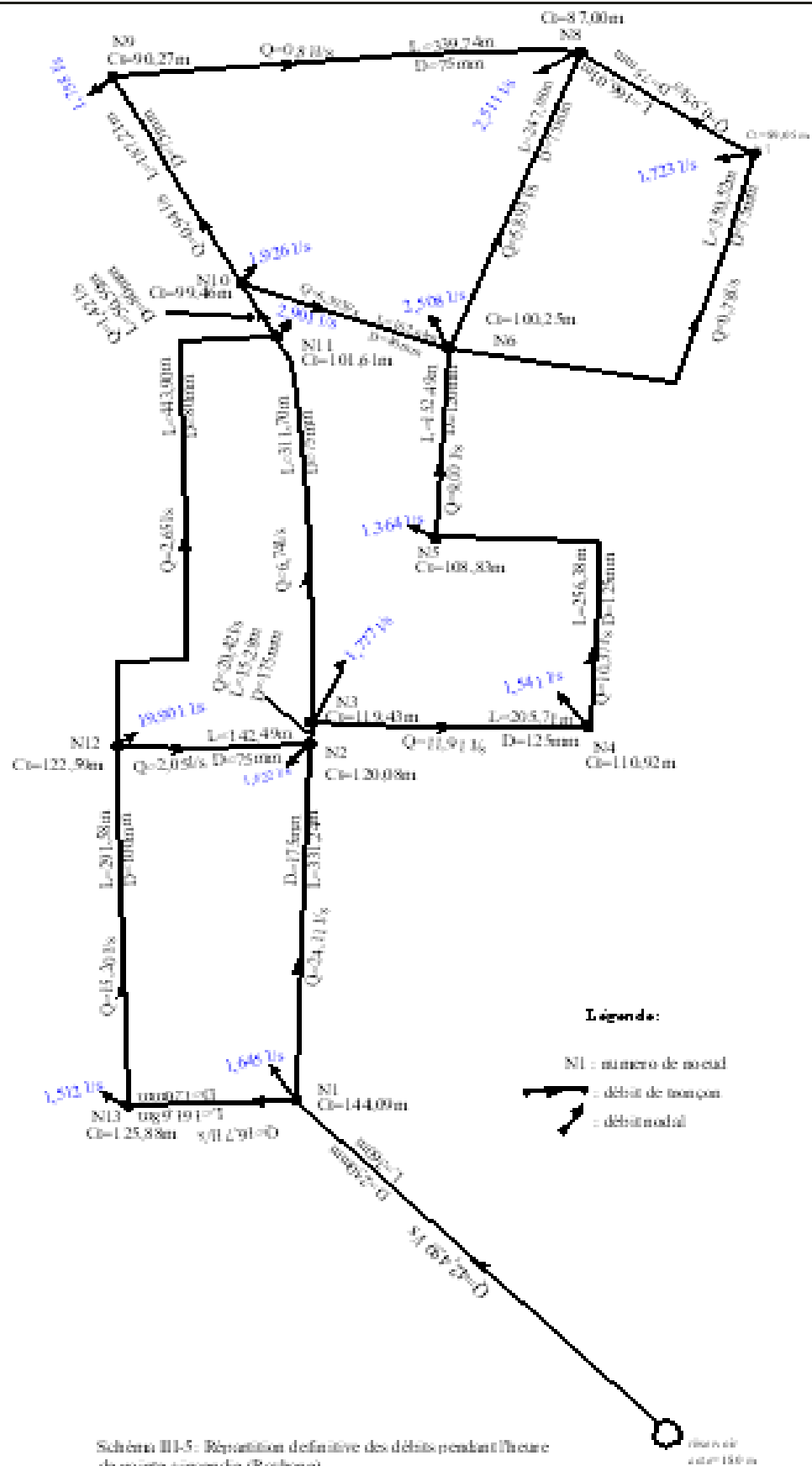
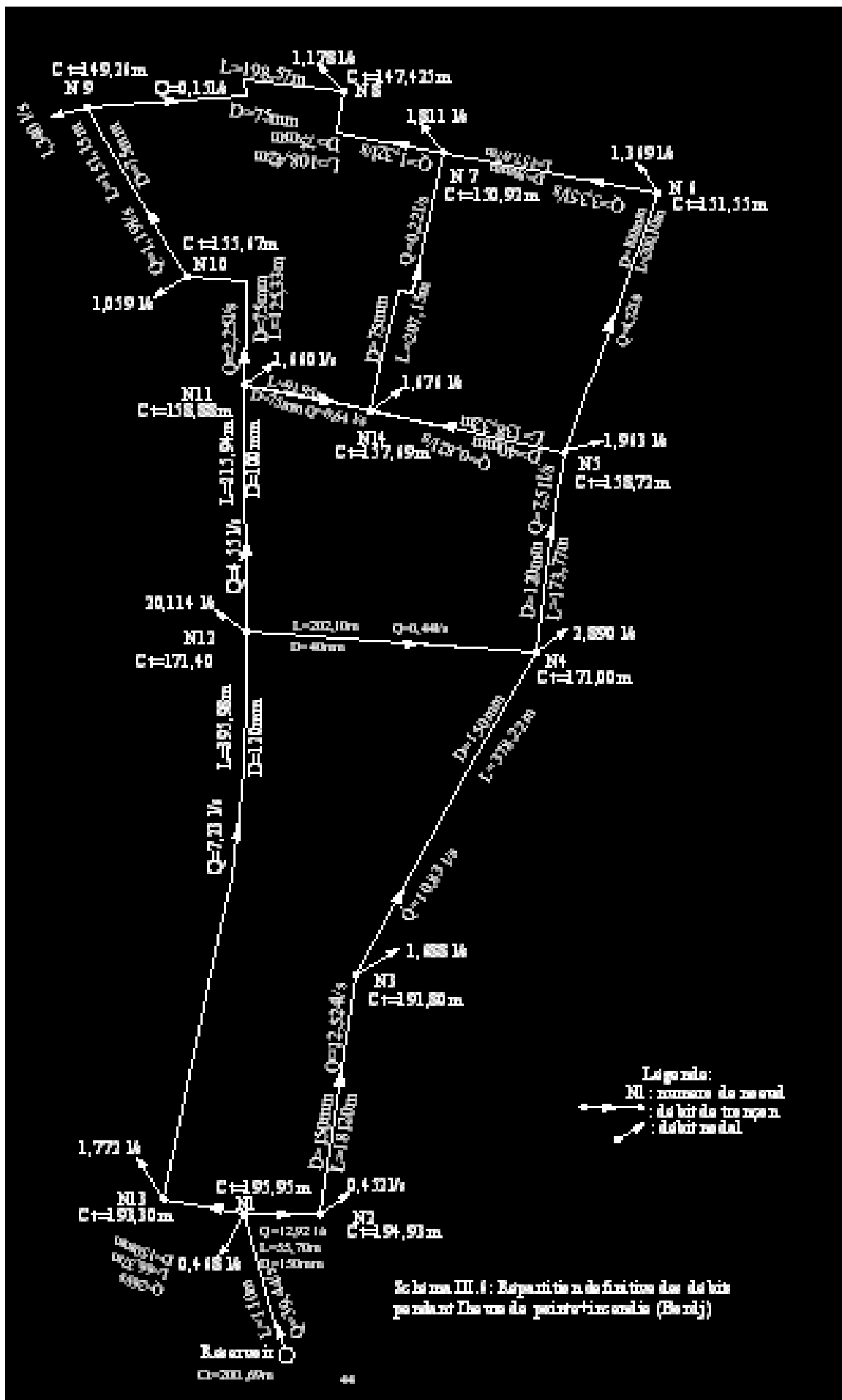


Schéma III-5: Répartition définitive des débits pendant l'heure de pointe + incendie (Raphaëlle)



7. Équipement du réseau de distribution :

7.1. Type du matériau de canalisation :

Le réseau de distribution sera constitué d'un assemblage de tuyaux en PEHD, les diamètres utilisés varient entre 75mm et 200 mm.

7.2. Appareils et accessoires du réseau :

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

7.2.1. Robinets vannes de sectionnements :

Ils sont placés au niveau de chaque nœud, et permettent l'isolement des différents tronçons du réseau lors d'une réparation sur l'un d'entre eux.

Ils permettent aussi le réglage des débits, leur manœuvre s'effectue à partir du sol au moyen d'une clé dite « béquille »

Celle ci est introduite dans une bouche à clé placée sur le trottoir (facilement accessible).

7.2.2. Bouches ou poteau d'incendie :

Les bouches ou les poteaux d'incendie doivent être raccordés sur les conduites capables d'assurer un débit minimum 17(l/s) avec une pression de 10 m (1 bar) et un diamètre de 100mm.

Ces derniers seront installés en bordure des trottoirs espacés de 50 à 200 m et répartis suivant l'importance des risques imprévus.

7.2.3. Ventouses :

Les ventouses sont des organes qui sont placés aux points le plus hauts du réseau pour réduire la formation du vide dans les installations hydrauliques. Elles permettent de chasser et pénétrer l'air dans la conduite ainsi que la limitation de la dépression.

7.2.4. Robinets de vidange :

Ce sont des robinets placés aux points les plus bas du réseau de distribution pour permettre la vidange de la conduite. Ces robinets seront posés à l'intérieur d'un regard en maçonnerie.

7.2.5. Pièces spéciales de raccordements :

- a) **les Tés** : ils utilisés au niveau d'un réseau pour soutirer ou ajouter un débit.
- b) **les coudes** : ils sont utilisés pour le changement de direction.
- c) **les cônes**: ils sont utilisés pour raccorder deux conduites de diamètres différents.
- d) **les croix de jonction**: ils sont utilisés au niveau des nœuds pour le croisement des deux conduites perpendiculaires.
- e) **les manchons** : ce sont des morceaux de 25 à 50 cm, qui sont utilisés pour le raccordement des accessoires et appareillages. [1]
- f) **Les compteurs** :

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

Le Tableau III.20 donne la quantité des pièces accessoires dans le réseau :

Tableau III.20 Quantité des pièces accessoires dans le réseau :

Accessoires et pièce spéciale	Rayhane	Bordj El Amir
	Quantité	
Vanne	18	16
Coude	10	12
Té	3	4
Y grec	2	2
Croix	1	-
poteau d'incendie	2	2

Remarque : Pour l'emplacement des certains accessoires et appareils voir les schémas des réseaux suivants :

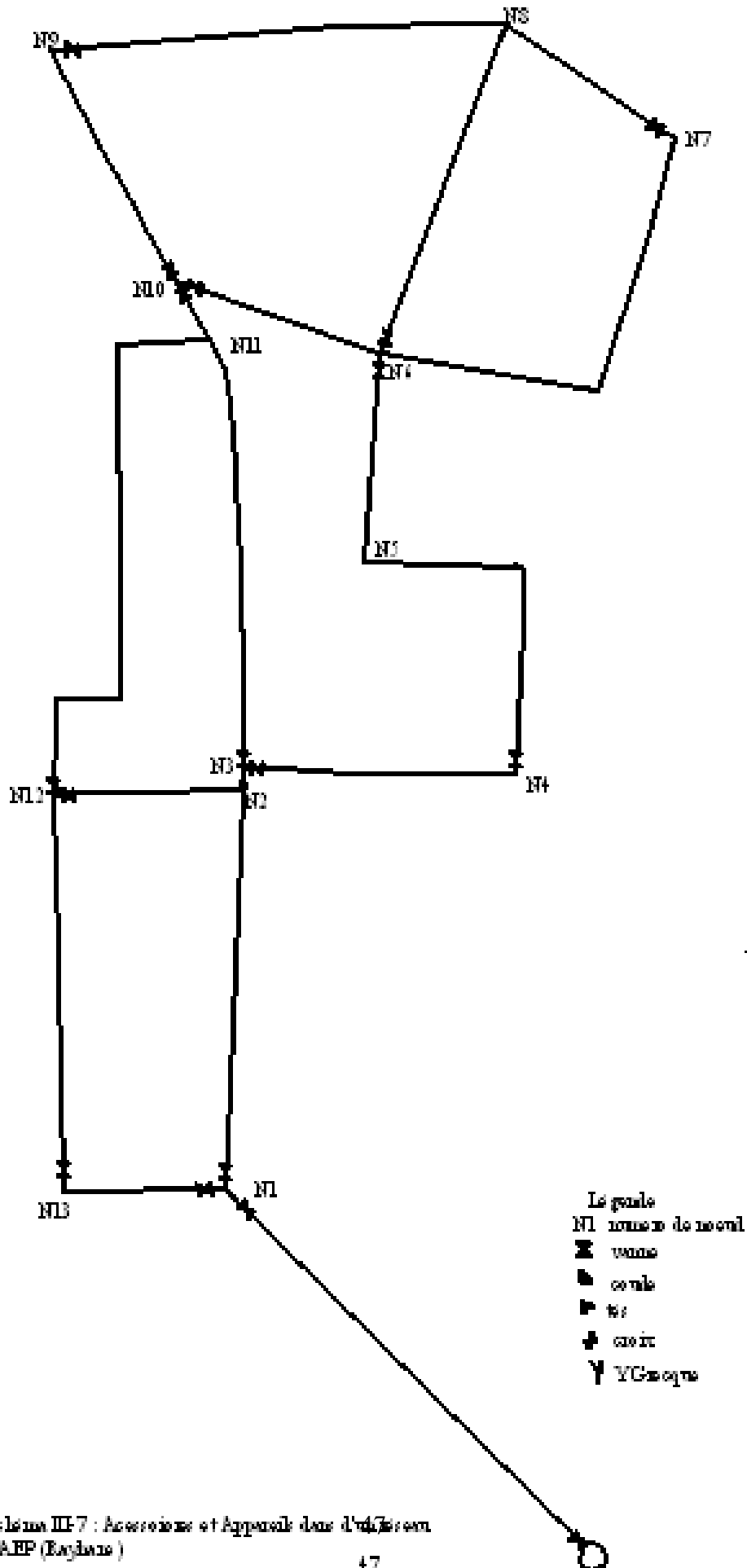


Schéma III-7 : Accroches et Appareils dans d'un Réseau d'AEP (Rayons)

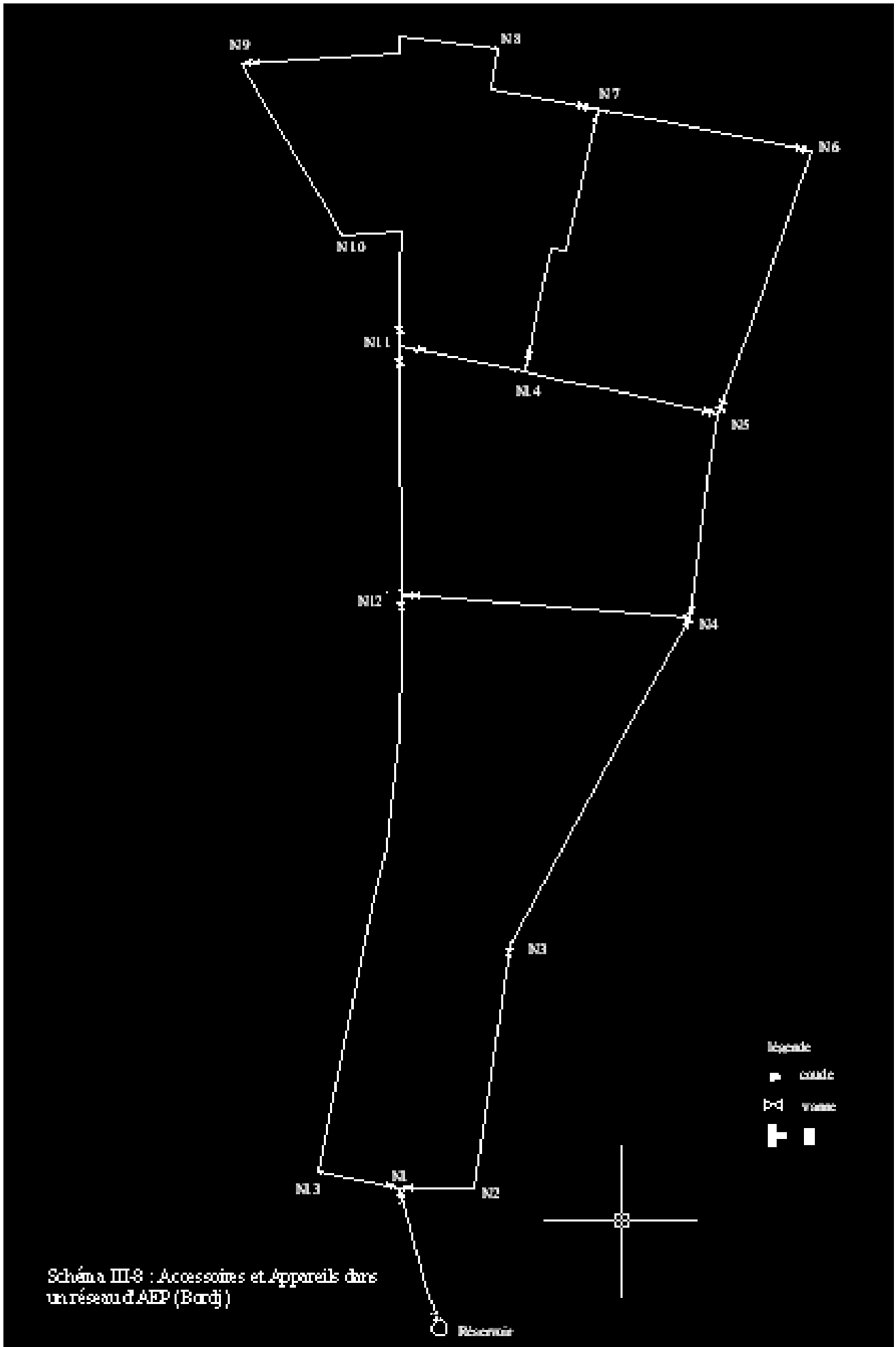


Schéma III-8 : Accessoires et Appareils dans un réseau d'AEP (Bordj)

Conclusion :

Après simulation, nous avons obtenu des fortes pressions jusqu'à 7bars dans certains nœuds et des vitesses acceptables sur la plupart des tronçons, comprise entre 0,5 et 1,5 m/s.

Dans notre cas l'alimentation des agglomérations se fait à partir des réservoirs seulement (Réservoir en tête), le dimensionnement de ces derniers qui sera l'objet de notre prochain chapitre.

Chapitre IV

Dimensionnement du
réservoir d'alimentation

Introduction :

Le réservoir est un ouvrage intermédiaire entre les réseaux d'adduction et les réseaux de distribution. C'est un ouvrage aménagé pour contenir de l'eau, soit destinée à la consommation publique, soit de l'eau à usage industriel. Ces derniers possèdent des débits non uniformes durant la journée ; d'où le rôle du réservoir qui permet de gérer les débits selon la demande.

1. Rôle et fonctions des réservoirs :

- Son premier rôle est l'emmagasinement d'eau pendant les heures creuses où la consommation est faible et restituer cette eau pendant les autres heures où la consommation est importante.
- Il a pour rôle d'équilibre c'est-à-dire construit dans une zone là où la pression est faible dans le but de la relever.
- Assurer la continuité de la distribution pendant l'arrêt de la pompe.
- Assurer la réserve d'incendie.
- Réduire la consommation de l'énergie électrique aux heures de pointe.
- la réserve d'incendie est accumulée dans le réservoir d'accumulation. [2]

2. Emplacement des 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 :

- Il est préférable que l'emplacement puisse permettre une distribution gravitaire, c'est-à-dire que la côte du radier doit être supérieure à la côte piézométrique maximale dans le réseau.
- Pour des raisons économiques, il est préférable que son remplissage se fasse gravitairement, c'est-à-dire le placer à un point bas par rapport à la prise d'eau.
- L'implantation doit se faire aussi de préférence, à l'extrémité de la ville ou à proximité du centre important de consommation.

- L'emplacement du réservoir doit être choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés de point de vue pression. [1]

3. Choix du type du réservoir :

Pour des capacités réduites, les réservoirs sont, parfois, construits en tôle. Mais, d'une manière générale, les réservoirs sont construits en maçonnerie et surtout en béton armé ou en béton précontraint. La hauteur à donner au plan d'eau inférieur de la cuve impose, très souvent, les conditions de construction du réservoir, qui peut être :

- soit complètement enterré ;
- soit semi enterré ;
- soit surélevé.

Dans le cas de notre projet, les réservoirs existants sont des réservoirs semi-enterrés construits en maçonnerie. Ces réservoirs reçoivent l'eau à partir des sources.

4. Détermination de la capacité du réservoir :

Pour satisfaire au rôle qu'il doit jouer, le réservoir doit avoir une capacité suffisante. Cette dernière doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée comme à la sortie, c'est-à-dire d'une part, du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont et, d'autre part, de la variation de la demande.[2]

Le plus souvent, la capacité est calculée en tenant compte des variations journalières, du jour de la plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie.

5. Principe de calcul :

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

- Soit à la méthode graphique qui tient compte de la courbe de consommation totale déduite à partir des coefficients des variations horaires de la consommation et de la courbe d'apport du débit pompé.

- Soit à la méthode analytique qui tient aussi compte des débits d'apport et des débits de départ du réservoir. [1]

6. Comparaison entre le volume calculé et le volume existant :

Pour le calcul de ce volume, nous utilisons la méthode analytique.

Cette capacité sera déduite à partir des résidus, entre le cumul d'apport et de départ d'eau pour chaque heure, pendant 24 heures comme le montre le Tableau IV-1, en

ajoutant bien sûr la réserve minimale destinée à l'incendie, elle est estimée à 120m³ c'est-à-dire pendant deux heures du fait qu'au delà l'incendie aura tout détruit.

Le volume utile est donné par la relation suivante :

$$V_{cal} = P\% * Q_{max j} \dots\dots\dots (IV-1)$$

Avec :

P% : représente le maximum des restes

Q_{max,j} : débit maximal journalier

Le Tableau IV-1 donne le calcul de la capacité du réservoir :

Tableau IV.1 Calcul de la capacité du réservoir :

Heures (h)	Apport par la source (%)	Consommation Horaire en (%)	Arrivé au réservoir (%)	Départ du réservoir (%)	reste d'eau (%)
0-1	4,17	1	3,17		9,68
1_2	4,17	1	3,17		12,85
2_3	4,17	1	3,17		16,02
3_4	4,17	1	3,17		19,19
4_5	4,17	2	2,17		21,36
5_6	4,17	3	1,17		22,53
6_7	4,17	5		0,83	21,70
7_8	4,17	6,5		2,33	19,37
8_9	4,17	6,5		2,33	17,04
9_10	4,17	5,5		1,33	15,71
10_11	4,17	4,5		0,33	15,38
11_12	4,17	5,5		1,33	14,05
12_13	4,17	7		2,83	11,22
13_14	4,17	7		2,83	8,39
14_15	4,17	5,5		1,33	7,06
15_16	4,17	4,5		0,33	6,73
16_17	4,17	5		0,83	5,90
17_18	4,17	6,5		2,33	3,57
18_19	4,17	6,5		2,33	1,24
19_20	4,17	5		0,83	0,41
20_21	4,17	4,5		0,33	0,08
21-22	4,17	3	1,17		1,17
22-23	4,17	2	2,17		3,34
23-24	4,17	1	3,17		6,51
total	100	100,00			

D'où le volume utile sera :

$$V_{cal} = P\% * Q_{max j}$$

Et le volume de réservoir $V_t = V_{cal} + V_{inc} \dots \dots \dots$ (IV-2)

Avec :

V_t : volume total du réservoir

V_{cal} : volume utile

V_{inc} : volume réservé pour l'incendie ; il est estimé à $120m^3$

Les résultats de calcul des volumes sont regroupés dans le Tableau IV-2 :

Tableau IV.2 Calcul des volumes totaux des réservoirs :

agglomération	$Q_{max j}$ (m^3/j)	P%	V_{cal} (m^3)	V_{inc} (m^3)	V_t (m^3)
Rayhane	1309,33	22,53	294,99	120	414,99
Bordj El Amir	1154,01	22,53	246,50	120	379,99

On opte pour des volumes de stockage global en arrondissant les valeurs obtenues à $500 m^3$.

7. Equipement du réservoir :

Un réservoir unique ou compartimenté doit être équipé :

- ❖ d'une conduite d'arrivée ou d'alimentation ;
- ❖ d'une conduite de départ ou de distribution ;
- ❖ d'une conduite de vidange ;
- ❖ d'une conduite de trop-plein ;
- ❖ d'une conduite by-pass ;
- ❖ du système de matérialisation d'incendie ;

Toutes ces conduites doivent normalement aboutir dans une chambre de manœuvre. Le traversée des parois des réservoirs par les diverses canalisations peuvent s'effectuer, soit a l'aide des gaines étanches comprenant un corps en fonte muni de cannelures extérieures et de deux brides de raccordement, soit au moyen de manchons et viroles à double brides.

7.1. Conduite d'arrivée ou d'alimentation :

Cette conduite du type refoulement ou gravitaire, doit arriver de préférence dans la cuve en siphon noyé ou par le bas, toujours à l'opposé de la conduite de départ, pour provoquer un meilleur brassage. Cette arrivée permet le renouvellement d'eau par mélange en créant perturbation et écoulement par rouleaux. Les robinets à flotteurs destinés à alimenter ou à interrompre l'arrivée d'eau dans les réservoirs doivent être d'un type anti-bélier ; les soupapes et leurs parties sont en bronze ou en métal inoxydable.

7.2. Conduite de départ ou de distribution :

Cette conduite est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée à quelque centimètre au-dessus du radier (15 à 20 cm) pour éviter l'entrée de matières en suspension. L'extrémité est munie d'une crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex (pénétration d'air dans la conduite). Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite.

7.3. Conduite de trop-plein :

Cette conduite permet d'évacuer l'excès d'eau au réservoir en cas où la pompe ne s'arrête pas. Si le réservoir est compartimenté, chaque cuve doit avoir une conduite de trop-plein. Ces conduites doivent se réunir dans la chambre de manœuvre pour former un joint hydraulique évitant la pénétration de tous corps étrangers.

7.4. Conduite de décharge ou de vidange :

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

7.5. Conduite by-pass :

C'est un tronçon de conduite qui relie la conduite d'arrivée et la conduite de départ dans le cas d'un réservoir unique non compartimenté. Cette conduite fonctionne quand le réservoir est isolé pour son entretien ou dans le cas d'un incendie à forte charge.

Lorsqu'on désire assurer la distribution pendant la vidange d'un réservoir, il suffit de disposer d'un by-pass (figure IV-1), son fonctionnement est le suivant :

- Normale 1 et 2 sont ouverts le 3 est fermé ;
- En By-pass : 1 et 2 sont fermés le 3 est ouvert ;

7.6. Matérialisation de la réserve d'incendie :

Pour conserver notre réserve d'incendie qui nous permet de lutter contre le feu, il faut que notre réservoir soit équipé de manière à ce que cette capacité ne soit pas utilisée à d'autres fins autres que l'incendie.

Le système utilisé est un dispositif spécial de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement, une fois le niveau de la réserve d'incendie atteint. En service normal : vanne 2 est fermée et la vanne 1 et 3 sont ouvertes.

Incendie : il suffit d'ouvrir la vanne 2.

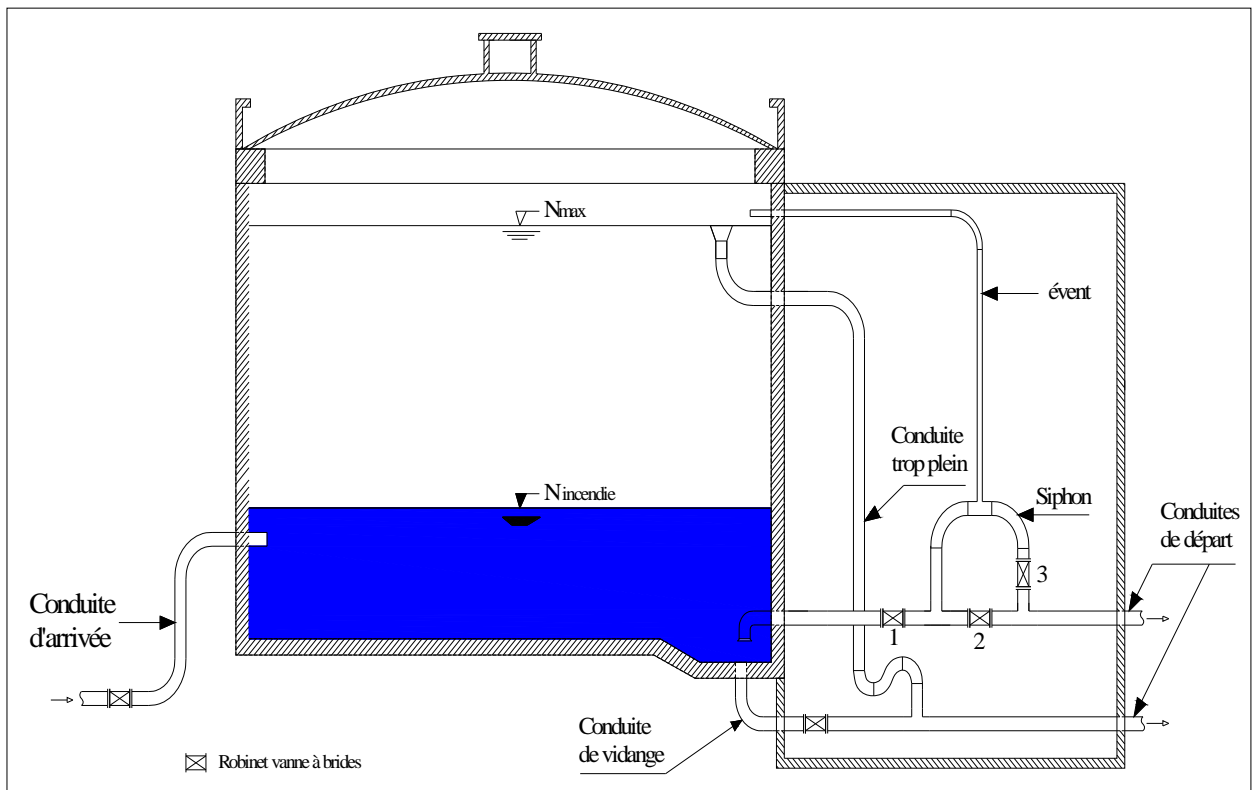


Figure IV.1 : Equipement de réservoir

Conclusion :

La détermination de la capacité du réservoir nous permet de savoir s'il y a intérêt de projeter des réservoirs ou non, mais selon notre calcul nous avons trouvé des volumes plus proches que les capacités des réservoirs existants.

Donc, il est nécessaire de projeter deux réservoirs pour mesure de satisfaction tout en supposant qu'il aura une extension au niveau de chaque agglomération.

La prochaine étape est donc de procéder à une adduction pour alimenter ces réservoirs.

Chapitre V
Adduction

Introduction :

L'adduction étant définie comme le transport de l'eau depuis le lieu de prélèvement jusqu'au voisinage de la zone d'utilisation. [4]

Mais les conduites d'amenée (ou conduites d'adduction) peuvent être classées comme suit :

➤ L'adduction à écoulement gravitaire :

Cette adduction peut être en charge ou sans charge, l'écoulement se fait sous l'action d'aucune force extérieure qui lui sera appliquée mais il est conditionné par la pente et la pesanteur.

➤ L'adduction à écoulement par refoulement :

A ce niveau elle ne peut être qu'en charge, dans ce cas la source se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation ou des zones de desserte.

On peut aussi énumérer l'adduction mixte.

Il faut savoir que l'adduction de notre réseau est une adduction gravitaire c'est-à-dire qu'à partir d'une bêche au niveau de la source jusqu'au réservoir d'alimentation.

1. Choix du tracé :

Le choix du tracé est une procédure délicate, car il faudra prendre certaines précautions et respecter certaines conditions, qui sont les suivantes :

- Il est important de chercher un profil en long aussi régulier que possible, pour éliminer les contre pentes.
- En raison d'économie, le tracé doit être le plus court possible.
- Eviter les traversées d'Oueds, les zones marécageuses, les routes, les voies ferrées autant que possible. [3]

Pour notre cas, nous étudions le tracé d'une conduite d'adduction qui s'étend sur une longueur de 3000 mètres, et que nous devons bien entendu respecter toutes les conditions citées précédemment y compris la prise en compte du système de protection contre la corrosion et le phénomène de cavitation qui peut endommager la conduite (coup de bélier).

2. Choix de type de tuyau :

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

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

Dans notre étude nous avons choisi des conduites en acier qui sont plus économiques que celle en fonte, et vu les avantages qu'elles présentent :

- Ils sont disponibles sur le marché.
- Peuvent supporter des pressions importantes (3 à 20 bars).
- Économique sur le transport.
- Leur continuité et leur souplesse permettent d'opérer la mise en force de fouille de tronçon de grande longueur préalablement assemblée au dessous du sol dans les meilleures conditions d'exécution et de contrôle.
- Par leur élasticité s'adoptent aux reliefs plus au moins accidentés.
- Le seul inconvénient c'est le risque de la corrosion qui nécessite un revêtement intérieur.

3. Détermination du diamètre de la conduite d'adduction :

Pour la détermination de la conduite d'une adduction gravitaire on suppose que la charge disponible est égale à la perte de charge ($\Delta H_d = \Delta H$). La charge disponible est la différence entre la cote du radier de la bache au niveau de la source et la cote de trop plein du réservoir, pour le calcul de la charge disponible on utilise la relation suivante :

$$\Delta H_d = C_r - C_{TP} \dots \dots \dots (V-1)$$

Avec :

ΔH_d : charge disponible ;

C_r : cote du radier de la bache ;

C_{TP} : cote de trop plein du réservoir de distribution ;

Le Tableau V.1 donne les valeurs de pertes de charge :

Tableau V.1 Calcul des pertes de charges :

	bache	réservoir	
agglomération	$C_r(m)$	$C_{TP}(m)$	$\Delta H(m)$
Rayhane	220,53	180	40,53
Bordj El Amir	237,70	200,69	37,01
	250,05	200,69	49,36

L'expression de perte de charge s'écrit :

$$\Delta H = \frac{K.L.Q^\beta}{D^m} \dots \dots \dots (V-2)$$

Avec :

K : coefficient de perte de charge = 0,00179 ;

Q : débit journalier en (m^3/s) ;

L : longueur de la conduite en (m) ;

D : diamètre de la conduite ;

β : coefficient dépendant du régime d'écoulement ;

$\beta = 2$ pour le régime turbulent rugueux ;

m : coefficient dépendant du type de matériau de la conduite ;

$m = 5,3$ pour l'acier

Donc le diamètre est de :

$$D = \sqrt[m]{\frac{K \cdot L \cdot Q^\beta}{\Delta H}} \dots\dots\dots (V-3)$$

Le résultat de calcul des diamètres d'adductions sont récapitulés dans le Tableau V.2 :

Tableau V.2 Calcul des diamètres d'adductions :

agglomération	Q(m ³ /s)	L(m)	K	m	β	ΔH (m)	D (mm)
Rayhane	21,60	3000	0,00179	5,3	2	40,53	108,00
Bordj El Amir	18	3000	0,00179	5,3	2	49,36	88,70
	21,60	1913	0,00179	5,3	2	37,01	108,70

On prend 100mm et 125mm (diamètres normalisés)

Conclusion :

D'après notre étude nous avons abouti à des conduites de diamètres 100 mm et 125mm qui permettent de véhiculer les débits jusqu'aux réservoirs de stockage. En tenant compte de la protection contre la corrosion et le phénomène de cavitation.

Pour diminuer ce dernier, il faut qu'on installe un anti-Bélier au niveau des conduites d'adductions, c'est pour cela notre prochain chapitre sera la protection des conduites contre le coup de bélier.

Chapitre VI

Protection des conduites d'adductions contre le coup de bélier

Introduction :

Le coup de bélier est une onde de pression, positive ou négative, provoquée par une variation du régime hydraulique, et se propageant dans le milieu constitué par l'eau et par la conduite qui la contient. Cette onde est caractérisée par une vitesse de propagation ou célérité, qui ne dépend pas en première approximation de l'amplitude de l'onde lorsque celle-ci est faible. Elle se réfléchit sur les obstacles, et en particulier sur les extrémités de la conduite, en changeant de signe ou non suivant les conditions physiques qui y sont rencontrées. [4]

1. Causes du coup de bélier :

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire transitoire dont les causes les plus fréquentes sont :

- L'ouverture ou la fermeture brusque des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire ;
- La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement ;
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP ;
- La modification de la vitesse d'une pompe ;
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage est cependant la cause la plus répandue du coup de bélier ;
- La mise en marche ou la modification de l'opération d'une turbine ;

2. Risques dus aux coups de bélier :

Les conséquences du coup de bélier peuvent être néfastes, elles deviennent de plus en plus dangereuses à mesure que les paramètres modificateurs deviennent importants (variation de pressions et de débits dans le temps).

Ces phénomènes se produisant dans une conduite en charge, peuvent provoquer des risques à la suite d'une dépression ou d'une surpression engendrée par les manœuvres brusques.

a) Cas de la surpression :

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par une pression importante se produisant à la suite d'une fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement ou bien à la suite d'une dépression causée par l'arrêt brusque d'une pompe. Si la pression totale c'est-à-dire la pression en régime permanent majorée de la valeur de surpression due au coup de bélier dépasse la pression maximale admissible des tuyaux il y a risques de rupture de ces derniers et déboîtement des joints (les anneaux d'étanchéité seront délogés).

b) Cas de dépression :

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par l'apparition d'une pression relative, négative à la suite d'un arrêt brusque d'une pompe ou d'une ouverture instantanée d'une vanne de sectionnement. Si cette pression devient inférieure à 10mce , il se produira une poche de cavitation. Si le profil en long de la canalisation est déformable la canalisation peut être aplatie par implosion et les joints aspirés. Le phénomène de cavitation, une fois apparu, peut provoquer la détérioration de la couche d'enduit intérieur du tuyau.

c) Fatigue de la canalisation :

En régime transitoire les alternances des surpressions et dépressions qui sont une conséquence inévitable du phénomène provoquent la fatigue du matériau de la canalisation même si leur amplitude est faible.

3. Description des phénomènes physiques :

3.1. État d'équilibre d'un système hydraulique :

Les phénomènes transitoires hydrauliques apparaissent lorsque l'équilibre des forces agissant sur un système est modifié. Quand un liquide est en mouvement dans une conduite et que ce mouvement ne varie pas dans le temps, il y a un état d'équilibre permanent. En fait, il y a équilibre entre l'énergie disponible (ou potentielle) et les énergies dues au mouvement (cinétique) et perdues par le frottement, ce qui définit un mouvement permanent. Cette vision est macroscopique car, à une échelle plus petite, on observe que les vitesses fluctuent constamment autour d'une valeur moyenne, c'est une manifestation de la turbulence.

3.2. Onde élastique et oscillation en masse :

Les variations de régime dans un système sous pression peuvent adopter deux comportements différents. Si le système est fermé, c'est-à-dire qu'il ne contient pas d'endroit où il est possible d'accumuler de l'eau en grande quantité, on observe une variation locale importante de la pression ; c'est le coup de bélier par onde élastique. Dans le cas où l'eau peut être accumulée dans un réservoir ou une cheminée d'équilibre on parle plutôt d'oscillation en masse.

3.3. Perturbation de l'équilibre, effet sur les pressions :

Si on considère la conduite dans laquelle coule un liquide en régime permanent, le niveau de la pression est fort raisonnable, soit inférieur à celui de la pression hydrostatique dans des conditions d'écoulement nulles. Qu'advient-il lorsque, pour une raison ou une autre, il y a une modification temporelle de l'écoulement par accélération ou décélération? La réponse du physicien se base sur les principes de la mécanique newtonienne. Il y aura un transfert d'énergie entre les énergies potentielles et cinétiques pour chercher à atteindre un nouveau équilibre en tenant compte des pertes et transgresser le principe de conservation de l'énergie.

Cette réponse, toute rigoureuse qu'elle soit, peut nous paraître bien aride et nous pouvons nous demander comment cela peut s'appliquer au simple cas de la masse

d'eau qui circule en régime permanent dans une conduite et qui voit son mouvement modifié. Partant des principes que, dans un fluide, l'énergie potentielle se traduit par une énergie de pression et que, d'autre part, l'eau n'est pas absolument incompressible et que la conduite admet des déformations élastiques.

4. Protection contre le coup de bélier :

Les exemples ci-dessous montrent qu'il est impératif de prendre des précautions contre les effets du coup de bélier. Un certain nombre des dispositions peuvent être prises à cet égard, que nous allons examiner plus ou moins brièvement dans ce qui suit, en fonction de l'importance qu'elles peuvent prendre dans les adductions d'eau potable.

a-Vanne à fermeture lente :

Cette solution ne permet de protéger que les adductions gravitaires, car elle ne remédie en aucun cas à arrêt intempestif d'une pompe. Il s'agit en fait davantage de limiter l'intensité du coup de bélier qui se produira, que d'y apporter remède.

b- Soupape de décharge :

Une soupape de décharge est un organe qui s'ouvre (et laisse donc passer un certain débit) dès que la pression dépasse une valeur prédéterminée, matérialisée par exemple par un ressort taré ; elle apporte donc une solution au problème du coup de bélier lorsque l'onde de pression due à celui-ci est positive, puisque l'ouverture brusque de la soupape crée une onde de pression négative qui peut compenser plus ou moins complètement la précédente.

Toutefois, une soupape exige une surveillance et un entretien suivis ; en effet si elle venait à ne pas fonctionner, la conduite ne serait plus protégée, et pourrait alors se rompre. De plus, la soupape de décharge ne protège pas la canalisation contre une onde négative, puisqu'elle ne peut introduire l'eau qui serait alors nécessaire.

c-Energie minimale nécessaire pendant l'arrêt de la pompe :

Pour éviter une onde de dépression trop forte (qui par réflexion peut devenir une onde de surpression) lors d'une manœuvre subite de puissance sur la pompe, il est nécessaire de pouvoir fournir une certaine quantité d'énergie au moment de ce défaut.

d-Volant d'inertie :

Le volant d'inertie est une masse tournante liée à l'arbre de la pompe ; c'est un moyen d'augmenter le temps de ralentissement de la pompe, grâce à l'énergie cinétique accumulée.

Le volant d'inertie est donc un moyen de mettre progressivement en réserve, lors du démarrage de l'installation, une quantité d'énergie supplémentaire, sous forme cinétique ; celle-ci est ensuite rendue à l'eau à travers la pompe, grâce au ralentissement progressif du volant. Dans la pratique, le volant d'inertie ne peut guère être utilisé économiquement que pour des pompes de puissance faible et pour des temps d'arrêt admissible assez faible, c'est-à-dire en fait pour des conduites d'adduction assez courte. [4]

5. Protection de la conduite gravitaire reliant la bache d'eau et le réservoir d'alimentation contre le coup de bélier :

Pour la protection de la conduite gravitaire contre le phénomène du coup de bélier, on se contentera de la détermination du temps de fermeture de la dernière vanne sur cette conduite. [5]

Les ondes de surpression et de dépression sont caractérisées par une vitesse de propagation donnée par la formule d'Alliévi :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + k \cdot \frac{D}{e}}} \dots\dots\dots(VI - 1)$$

a : célérité d'onde (m/s) ;

D : diamètre de la conduite (mm) ;

e : épaisseur de la conduite (mm) ;

K : coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation ;

Pour l'acier : K = 0,50

Les résultats de calcul de la célérité sont récapitulés dans le Tableau VI.1 :

Tableau VI.1 Calcul de la célérité :

agglomération	D (mm)	e (mm)	K	a (m/s)
Rayhane	125	6	0,50	1291 ,98
Bordj El Amir	125	6	0,50	1291,98
	100	5	0,50	1296,58

Le temps de retour de l'onde de déformation est régi par la formule :

$$t_r = \frac{2 \cdot L}{a} \dots\dots\dots(VI - 2)$$

t_r : temps de retour de l'onde de déformation (s) ;

L : longueur de la conduite (m) ;

a : célérité d'onde (m/s) ;

Le temps de retour de l'onde de déformation est donné dans le Tableau VII.2 :

Tableau VI.2 Calcul du temps de retour de l'onde de déformation :

agglomération	L(m)	a (m/s)	t _r (s)
Rayhane	3000	1291,98	10
Bordj El Amir	3000	1291,98	10
	1913	1296,58	8

La valeur du coup de bélier est donnée par la formule de MICHAUD :

$$b = \frac{2LV_0}{g \cdot t_r} \quad (\text{m}) \dots\dots\dots (\text{VII-3})$$

L : la longueur de la conduite (m) ;

V₀ : Vitesse d'écoulement m /s ;

Les dépressions et les surpressions sous moyens de protection peuvent atteindre les valeurs maximales suivantes :

- **La surpression :**

$$H_s = H_g + b$$

- **La dépression:**

$$H_d = H_g - b$$

Les valeurs du coup de bélier sont données dans le Tableau VII.3 :

Tableau VI.3 Valeurs du coup de bélier :

agglomération	L(m)	V ₀ (m/s)	t _r (s)	b(m)	H _g (m)	H _s (m)	H _d (m)
Rayhane	3000	0,50	10	13,88	40,53	54,41	26,65
Bordj El Amir	3000	0,64	10	17,76	37,01	54,77	19,25
	1913	0,50	8	14,22	49,36	63,58	35,14

Conclusion :

Les effets des coups de bélier peuvent être fatals dans un réseau d'adduction, c'est pour cela que l'installation des moyens anti-béliers est primordiale malgré ces solutions qui ont vu le jour n'éradiquent pas le phénomène (Coup de bélier), par contre elles le limitent.

Afin de protéger les conduites gravitaires contre le phénomène du coup de bélier, on prévoit des vannes à fermeture lentes.

Chapitre VII

Protection des conduites d'adductions en acier contre la corrosion

1. Généralité :

La corrosion est une attaque du métal due à des phénomènes extérieurs et Intérieurs en liaison, le plus souvent soit avec la nature du sol, soit avec les Installations électriques à courant continu situées au voisinage des réseaux d'alimentation en eau. Soit avec la nature de l'eau transportée.

Les phénomènes de corrosion sont des réactions chimiques ou électrochimiques qui se posent à la surface de séparation métal-milieu ambiant. En général, ce sont des réactions d'oxydation des métaux.

Si ces phénomènes sont importants, il peut se produire une destruction rapide des canalisations par perforation.

Donc, il y a lieu d'attacher une grande importance à ce phénomène, en ce qui concerne plus particulièrement les conduites en acier, lesquelles ordinairement sont plus vulnérables, pour cela ; nous allons considérer la protection externe et interne des conduites d'adduction et de distribution.

2. Facteurs de la corrosion :

a- L'eau : elle même, n'a pas un caractère corrosif, par contre certains éléments qui peuvent lui conférer, ont des effets importants sur la corrosion.

b- PH : une eau de pH dépend de la teneur en gaz dissous tels que CO_2 et les H_2S .

On remarque dans la pratique que, si le pH de l'eau est inférieur à 10, elle a un effet corrosif envers l'acier, donc pour diminuer la corrosion on a intérêt à augmenter le pH de l'eau tout en veillant sur son oxydation.

c- Température : Les fortes variations de la température entraînent l'accélération de la corrosion, on admet pour une variation de 30°C le taux de corrosion est multiplié par 2 jusqu'à 3.

d- Métal : L'acier dans notre cas ; qui était couplé dans un milieu de potentiels différents sera constamment attaqué si une protection ne sera envisagée.

3. Classification de la corrosion :

La corrosion peut être classée selon deux aspects :

a-aspect morphologique : pour cet aspect, nous avons la corrosion uniforme, la corrosion par piqûre, la corrosion inter-granulaire et la Corrosion trans-granulaire.

b-modes de formation :

Pour cet aspect, nous avons la corrosion électrochimique, la corrosion biochimique, L'activation anodique et la corrosion cathodique.

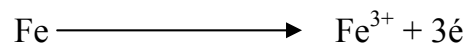
4. La corrosion électrochimique :

La corrosion électrochimique est caractérisée par la circulation d'un courant électronique corrosion par électrolytes.

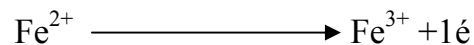
5. Mécanisme de la corrosion :

La corrosion d'un métal se produit par oxydation, c'est-à-dire, par perte d'électrons, le métal devient alors des ions positifs entre une solution et va se combiner avec un autre ion négatif rencontré dans cette solution.

La réaction d'oxydation du fer peut être schématisée de la manière suivante :



Et elle peut se poursuivre sous la forme :



6. Fonctionnement d'une pile de corrosion :

La corrosion de la conduite peut être comparée à ce qui se passe dans un bac électrolyte lorsqu'on plonge deux métaux différents, on considère par exemple le fer et le magnésium. Ces deux métaux à potentiels d'équilibre différents, relier électriquement et plonger dans un électrolyte forment une pile ; le métal dans le potentiel est plus négatif (anode) se dissout, l'autre métal (cathode) se trouve protégé, voir (figure VII-1)

Le potentiel de magnésium est de [-1,49 volts] (anode) [1]

Le potentiel de fer est de [-0,34 volts] (cathode)

Donc :

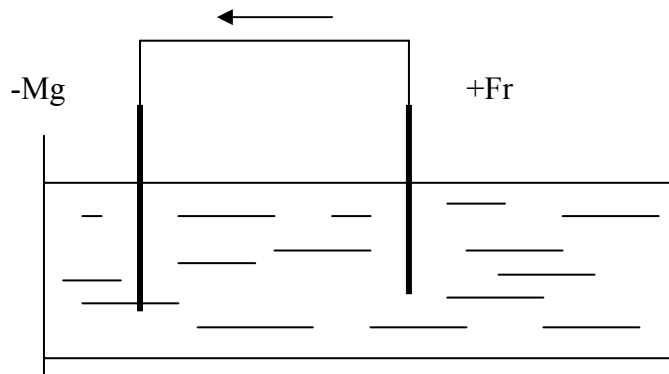
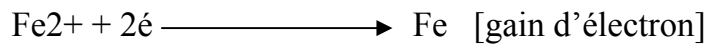
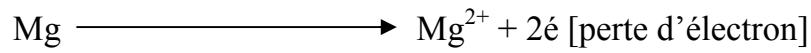


Figure VII.1 Le fer est protégé, Le Mg est attaqué

- **Pile de concentration :** (Pile géologique)

Elle s'obtient quand on plonge deux électrodes de même métal dans une électrode à concentrations différentes.

En termes d'illustration, nous citons l'exemple suivant :

Les terres argileuses, marécageuses, sableuses, sèches et bien aérées sont cathodiques.

Ceci représente un électrolyte à des concentrations différentes

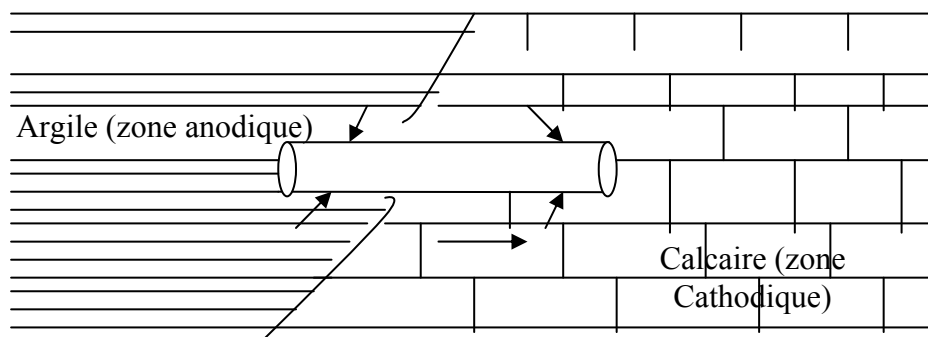


Figure VII.2 Corrosion par formation de pile

7. Protection contre la corrosion externe :

7.1. Protection cathodique :

Le dispositif qu'il faut prendre en vue d'éviter les cas de corrosion cités précédemment, est de procéder nécessairement à une protection cathodique.

Elle consiste :

- Soit à constituer, avec un métal plus électro-négatif que le fer, une pile ou le fer jouera le rôle de la cathode.
- Soit à relier la conduite d'une porte, à une source d'énergie électrique extérieure et d'autre part, à une anode enfouie dans le sol et destinée à se corroder.

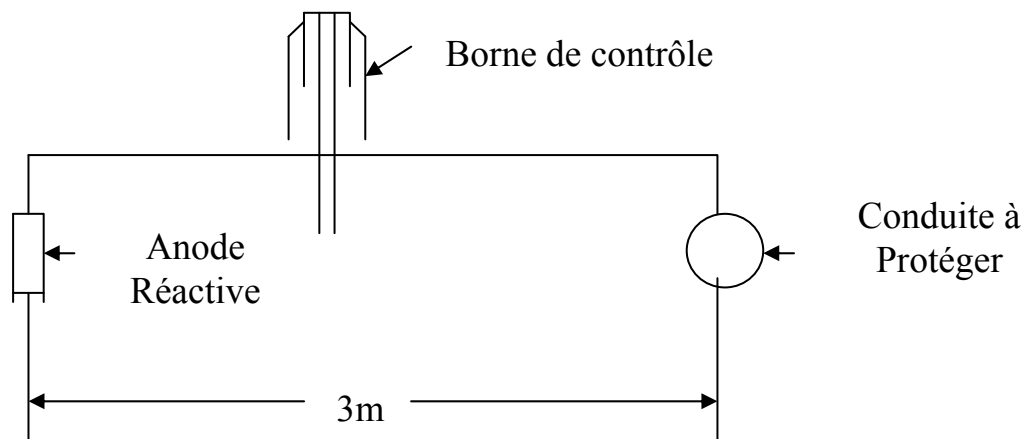


Figure VII.3 Protection cathodique par anode réactive

Elle vise principalement les conduites en acier, la canalisation en acier avec ses joints soudés supportera facilement à la protection cathodique.

La protection des conduites par soutirage de courant est représentée dans la figure suivante :

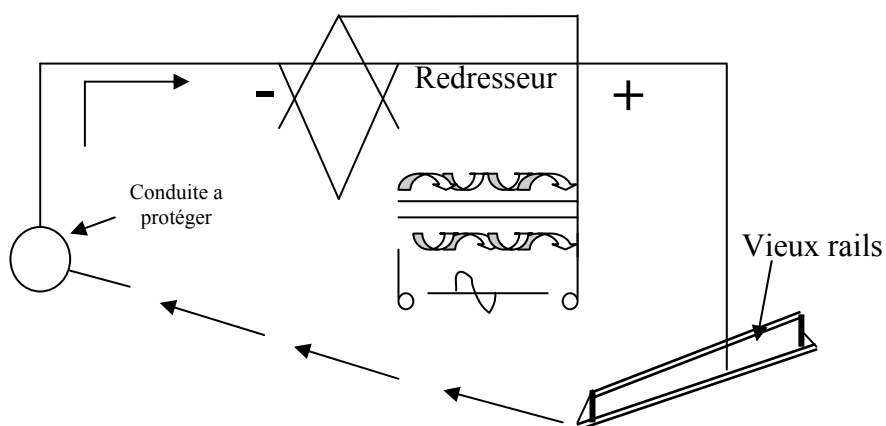


Figure VII.4 Schéma de protection par soutirage de courant

8. Corrosion interne des canalisations :

Il arrive que des eaux fortement minéralisées provoquent dans la canalisation des dépôts se fixant sur les parois, surtout si la vitesse de l'eau est faible. Ces dépôts constituent alors autant de petites piles dans un milieu bon conducteur et en résulte des attaques locales du métal et notamment des perforations.

Le fer qui se présente dans l'eau même à de petites doses [0,10 mg/l] peut également être la cause de perforation en flocculant sous forme d'oxyde. Il constitue des dépôts, donc des piles très actives, et il apparaît sous chaque concrétion une diminution rapide d'épaisseur du métal de la conduite.

Il faudra prendre garde aux eaux présentant à la fois une faible résistivité [$< 2000 \Omega\text{-cm}$] et une teneur en fer faible.

Ces eaux toutes capables de détériorer rapidement un réseau.

Il faut éviter toutes entrées d'air en dégagement gazeux (aspiration défectueuse des pompes), tous les tourbillons...etc.

En vue de remédier aux inconvénients :

- Exiger un revêtement intérieur en interposant un film entre l'eau et le métal constitué d'un enduit bitumineux.
- Éviter les faibles vitesses.
- L'exécution des travaux devra être ensuite suivie attentivement, la pose de canalisations en particulier les (joints correctement exécutés).

Conclusion :

La protection cathodique est un moyen efficace (économiquement que pratiquement) de lutte contre la corrosion des conduites et des pertes qui s'en suivent.

La protection cathodique n'est pas utilisée seulement pour les conduites nues mais aussi pour celles revêtues sachant qu'un défaut de revêtement dans un endroit de la conduite peut provoquer des dégâts plus rapides que pour la canalisation nue.

Enfin l'efficacité de la protection cathodique est une fonction du respect des critères de protection et de contrôle des équipements.

Chapitre VIII

Organisation du chantier

Introduction :

L'organisation d'un chantier consiste à déterminer et coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour la réalisation et l'exécution des travaux dans les meilleures conditions et dans les plus brefs délais. [6]

Les étapes à utiliser sur les chantiers pour la réalisation d'un réseau d'alimentation en eau potable (A.E.P) sont :

- ✓ Implantation des traces des tranchées sur le terrain ;
- ✓ Excavation des tranchées ;
- ✓ Pose des conduites ;
- ✓ Epreuve de joint et de canalisation ;
- ✓ Remblaiement des tranchées ;

1. Implantation du tracé des tranchées sur le terrain :**a) Matérialisation :**

On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain avec des jalons placés en ligne droite et espacée de 50 m. On effectue ce travail en mesurant sur le plan leurs distances par des repères fixés ou des bornes.

La direction des axes et leurs extrémités sont ainsi bien déterminées.

b) Nivellement :

Le nivellement est la mesure des différences d'altitudes entre deux ou plusieurs points situés sur une pente uniforme. Lorsque le terrain compte des obstacles on procède au nivellement par cheminement et par un simple calcul, on détermine la hauteur de chaque point ainsi la profondeur de tranchée en point.

2. Excavation des tranchées :

Cette opération se divise en deux étapes :

2.1. Enlèvement de la couche végétale :

Pour la réalisation de cette opération, on opte pour un bulldozer ou un angledozer.

2.2. Excavation :

Selon les caractéristiques du terrain ; l'excavation sera réalisée mécaniquement. La profondeur minimale de la tranchée a excavée doit atteindre 1 m pour les raisons suivantes :

- Pour garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs ;
- Pour protéger la canalisation contre le gel ;

La largeur de la tranchée doit être grande pour qu'un homme puisse travailler sans difficulté et elle augmente avec les diamètres des conduites à mettre en place.

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

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

La profondeur de la tranchée « H_{tr} »

La largeur de la tranchée « b »

2.2.1. Profondeur (H_{tr}) :

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite.

Elle est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D + h + h_1 \dots \dots \dots (VIII-1)$$

Avec :

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

D : diamètre de la conduite (m).

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

On prend : $h=1$ m.

h_1 : épaisseur du lit de pose $h_1 = 0,15$ m.

D'où : $H_{tr} = 1,15 + D$ (m).

2.2.2. Largueur de la tranchée :

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite on laisse 30 cm d'espace de chaque côté de la conduite.

$b = D + 0,6$ m.

b : largeur de la tranchée (m) et D : diamètre de la conduite (m).

2.3. Choix de l'excavateur et le procédé d'excavation :

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



Figure VIII.1 : Pelle mécanique

2.3.1. Pelle équipée en rétro :

Les aptitudes de la pelle en rétro sont :

- Creuser en dessous de la surface d'appui à son niveau ;
- Peut excaver dans la direction de la machine ;
- Creuser avec grande précision et rapidité des tranchées à talus verticaux ;

2.3.2. Pelle équipée en butée :

Les caractéristiques de la pelle en butée sont :

- Excavation en hauteur au dessus de l'assise de la machine.
- Ramassage des matériaux.

Connaissant la nature des travaux demandés et comparant le champ d'application ainsi que les caractéristiques de chacune de deux types de pelle, on opte pour une pelle équipée en rétro à roue pneumatique pour atteindre un rendement optimal.

Pour déterminer les caractéristiques de la pelle, nous devons calculer le volume total à excaver pour notre réseau.

Tableau VIII.1 Calcul du volume à excaver(Rayhane) :

D (mm)	L (m)	b (m)	h (m)	s (m²)	v (m³)
75	995,39	0,64	1,19	0,762	758,09
75	353,22	0,65	1,20	0,780	275,51
75	558,78	0,675	1,23	0,827	462,04
80	494,49	0,68	1,23	0,836	413,59
100	291,58	0,7	1,25	0,875	255,13
120	314,17	0,72	1,27	0,914	287,28
125	3462,09	0,725	1,28	0,924	3200,27
175	346,52	0,775	1,33	1,027	355,83
250	360	0,85	1,40	1,190	428,40
Volume total					6436,14

D'après ce tableau, le volume total du réseau y compris l'adduction est 6436,14m³.

Tableau VIII.2 Calcul du volume à excaver (Bordj El Amir) :

D (mm)	L (m)	b (m)	h (m)	s (m²)	v (m³)
75	835,09	0,64	1,19	0,762	636,00
75	259,57	0,65	1,20	0,780	202,46
75	125,33	0,675	1,23	0,827	103,63
80	157,07	0,68	1,23	0,836	131,37
100	2113,1	0,7	1,25	0,875	1848,96
120	533,75	0,72	1,27	0,914	488,06
125	3000	0,725	1,28	0,924	2773,13
150	562,49	0,75	1,30	0,975	548,43
200	105,63	0,8	1,35	1,080	114,08
Volume total					6846,13

D'après ce tableau, le volume total du réseau y compris l'adduction est 6846,13m³.

Remarque : A travers ces volumes calculés, nous déterminons la capacité du godet pour notre pelle en rétro.

Tableau VIII.3 Capacité du godet en fonction du volume de terrassement :

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

Comme le volume total de chaque agglomération est inférieure à 10000 m³, on opte pour une pelle avec une capacité du godet égale à 0,35 m³.

2.3.3. Rendement d'exploitation de la pelle choisie :

Le rendement de la pelle est donné par la relation :

$$R_p = \frac{3600 \times q \times K_r \times K_t}{T_c \times K_f} \quad (m^3/h) \quad \dots\dots\dots(VIII-2)$$

Avec :

q : capacité du godet 0,35 m³.

K_r : coefficient de remplissage du godet K_r = 0,8 - 0,9 on prend K_r = 0,8

K_t : coefficient d'utilisation du temps dépend de la nature du sol et de l'habilité du

Conducteur: K_t = 0,7- 0,9 prenons K_t = 0,8

K_f : coefficient de foisonnement du sol K_f = 1,2.

T_c : la durée d'un cycle de remplissage du godet T_c = (15-30) s, on prend

T_c = 20 s.

$$AN : R_p = \frac{3600 \times 0,35 \times 0,8 \times 0,8}{20 \times 1,2} = 33,60 m^3 / h$$

Si on prend une durée de travail de 8 heures par jour R_p = 268,80 m³/j.

2.3.4. La durée d'excavation :

Connaissant le volume de terre à excaver et le rendement de l'engin le temps d'exploitation sera :

$$T = \frac{V}{R_p} = \text{jours} \quad \dots\dots\dots(VIII-3)$$

V : volume du sol excavé (m³) et R_p : capacité du godet en jour (m³/jour)

$$AN : T = \frac{13282,77}{268,80} = 49 \text{ jours}$$

2.3.5. Aménagement du lit de pose des conduites :

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

- Eliminer les grosses pierres des déblais placés sur les cotes de la tranchée de façon à éviter leurs chutes accidentelles sur la canalisation une fois posée.
- Nivelier soigneusement le fond de la fouille pour que la pression soit constante entre les points de changement de pentes prévues.
- Etablir en suite le niveau du fond de la tranchée en confectionnant un lit de pose bien damé avec la terre meuble du sable , ce lit de sable est à une épaisseur d'environ 20 cm (pour notre cas nous avons pris 15 cm).

3. Pose des conduites :

Avant la descente des conduites dans la fouille, on procède à un triage des conduites de façon à écarter celles qui ont subies des chocs ; et on les descend lentement à l'aide d'un engin de levage, dans le fond de la fouille.

Au cours de pose, on vérifie régulièrement l'alignement des tuyaux pour opérer correctement.

4. Epreuve de joint et de la canalisation :

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement, on l'effectue l'aide d'une pompe d'essai qui consiste au remplissage en eau de la conduite sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 minutes environ où la variation ne doit pas excéder 0.2 bar.

5. Remblaiement de la tranchée :

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

6. Planification des travaux :

Les principales opérations à exécuter pour la conception du réseau sont :

- A : Décapage de la couche de terre végétale.
- B : Piquetage
- C : Exécution des tranchées.
- D : Aménagement du lit de pose.

E : La mise en place des canalisations en tranchée

F : Assemblage des tuyaux.

G : Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et joints.

H : Remblai des tranchées.

J : travaux de finition.

Tableau VIII.4 Détermination du délai de la réalisation (réseau d'AEP) :

OPERATION	TR (jours)	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	7	0	7	0	7	0
B	3	7	10	7	10	0
C	14	10	34	10	34	0
D	12	34	46	37	49	3
E	15	34	49	34	49	0
F	15	34	49	34	49	0
G	7	34	41	42	49	8
H	7	49	56	49	56	0
J	7	56	63	56	63	0

Les chemins critiques : A-B-C-E-H -J / A-B-C-F-H-J $\sum TR = 63$ jours

Signification :

TR: Temps de réalisation;

MT: Marge total;

DCP: Date de commencement au plutôt ;

DFP: Date de finition au plutard; DCPP: Date de commencement au plutard ;

DFPP: Date de finition au plutard ;

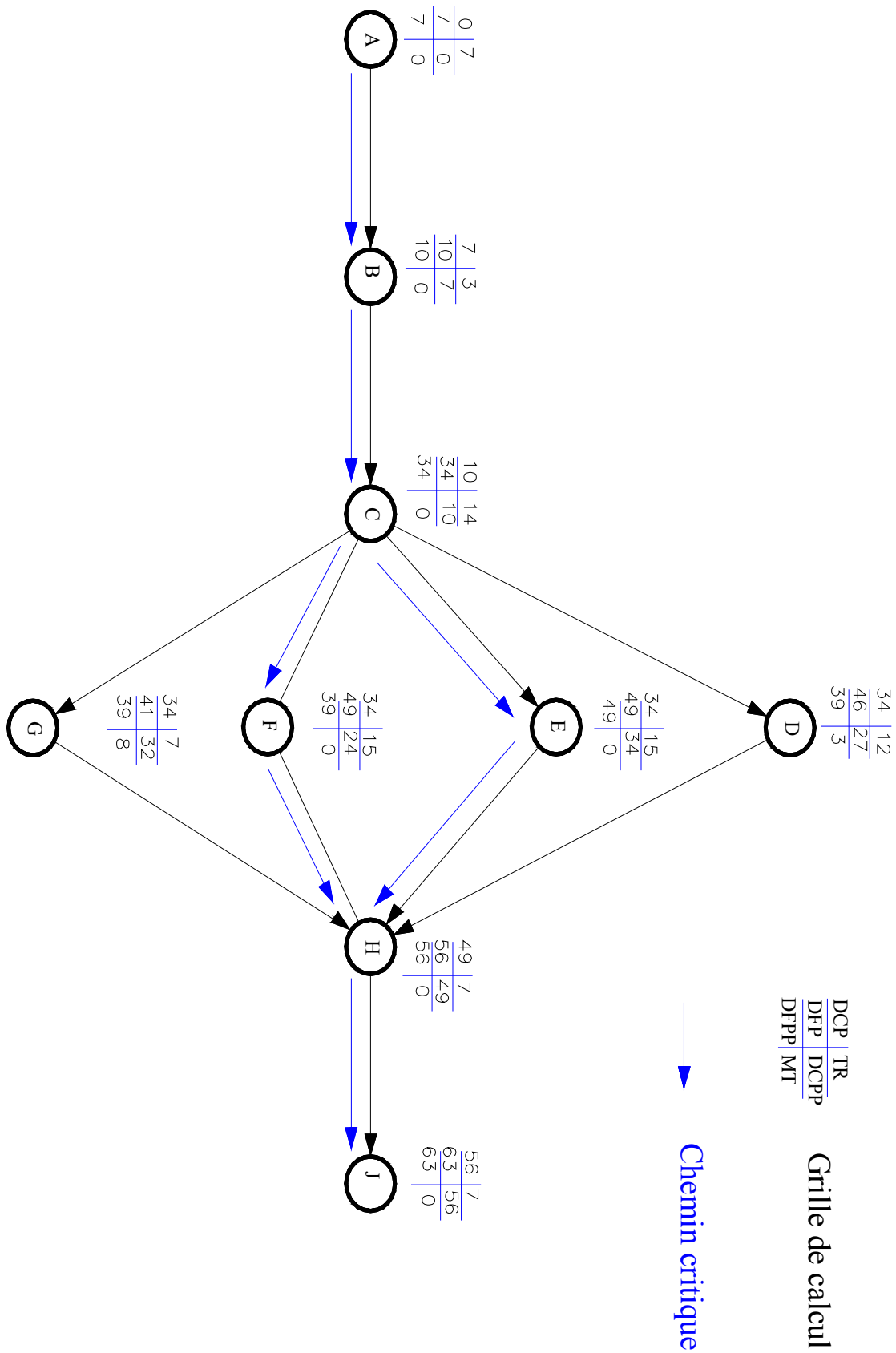


Figure VIII.2 Réseau à nœud (réseau d'AEP)

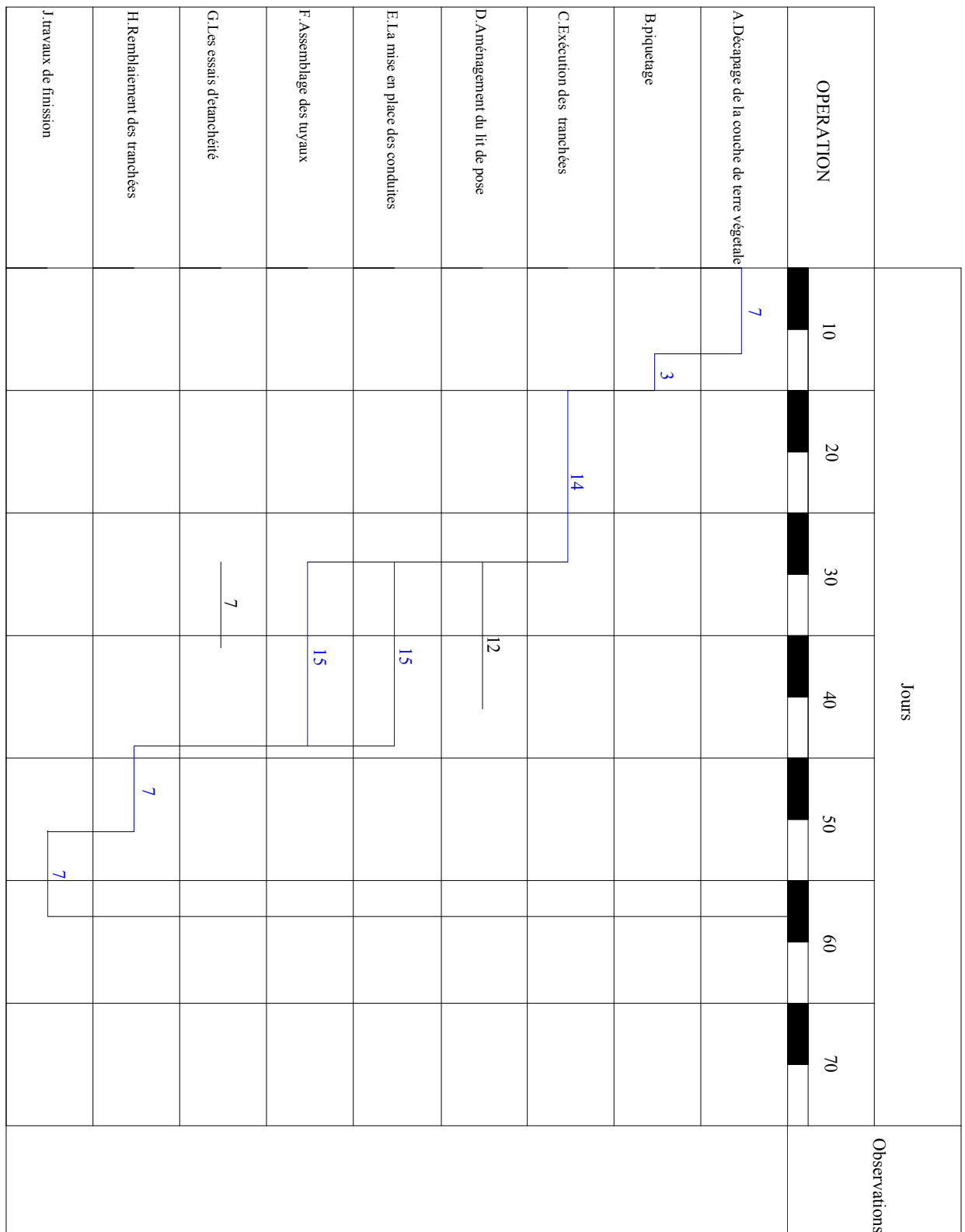


Figure VIII.3 Planning des travaux; diagramme de Gantt (réseau d'AEP)

Conclusion :

D'après ce chapitre on peut conclure que l'organisation de chantier est nécessaire avant le commencement des travaux, car elle nous permet de définir tout les volumes des travaux nécessaires pour l'élaboration du chantier. D'autre part on peut avoir une information sur le coût total de projet ainsi que leur temps de réalisation.

L'organisation de chantier définit aussi tous les engins que l'on peut utiliser dans le chantier et le choix final des engins seront basés sur une étude économique.

Chapitre IX

Protection et sécurité du
travail

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 est pris 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. [7]

L'essentiel objectif de la sécurité d'un travail sera la diminution de la fréquence et de 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.

Les différentes phases d'exécution des travaux sont :

- 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) tels que le bétonnage, ferrailage et autre phase de réalisation concernent l'implantation des réservoirs de stockage et des stations de pompage, pour cela il faut que les ingénieurs hydrauliciens doivent résoudre tous les problèmes qui concernent la sécurité et la protection du travail dans leur étude.

1. 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 :

1.1. Facteurs humains :

- Manque de contrôle et négligence ;
- La fatigue des travailleurs, manque de maîtrise et de responsable ;
- Encombrement dans les différentes phases d'exécution des travaux ;
- Erreurs de jugement ou de raisonnement ;

- Importance durant les différentes phases de réalisation ;
- Suivre un rythme de travail inadapté ;

1.2. 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, 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.)

2. Liste des conditions dangereuses :

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

3. 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 ;

4. Mesures préventives pour éviter les causes des accidents :

4.1. 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, gants, chaussures, lunette protectrice... etc.).

4.2. 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.
- Les travailleurs œuvrant à la pioche ou à la pelle sont tenus à laisser une distance suffisante entre eux.

4.3. Protection collective :

4.3.1. Equipement de mise en œuvre du béton :

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

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

4.3.2. Engin de levage :

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

- Affecter des personnes qui comptent.

- 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.

4.3.3. Appareillage électrique :

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

Conclusion

La prévention devrait tendre à ne plus être conçue comme un correctif et s'appuyer uniquement sur des critères défensifs. Avec les avancées du progrès technique et scientifique, on doit pouvoir en saisir les acquis pour renverser la tendance, c'est-à-dire faire de la prévention une action offensive pour qu'il n'y ait plus de risques.

A cet effet, il convient d'accorder d'avantage d'intérêt aux aspects éducationnels de l'homme au travail afin de lui permettre une grande maîtrise de l'outil de production et une plus grande adaptation à son environnement.

CONCLUSION GENERALE :

Au terme de notre travail, nous disons que les problèmes de l'alimentation en eau potable de Rahane et Bordj El Amir, résident dans les mauvaises gestions et dans l'état de vétusté extrême dans lesquels se trouvent les réseaux.

Mais l'approvisionnement et la distribution de l'eau constituent des problèmes majeurs pour les agglomérations. Pour y remédier nous avons conçu des nouveaux réseaux de distributions de type maillé composé de conduites non corrosives en polyéthylène haute densité (PEHD) qui doivent répondre aux besoins de la population, au moins jusqu'en 2025.

Nous signalons que durant notre étude, une priorité a été donnée surtout au côté technique pour assurer une pression convenable et un débit suffisant aux abonnés.

Cette étude nous a permis de mettre en pratique, toutes les connaissances que nous avons acquises dans tous les domaines de l'hydraulique durant notre cycle de formation.

Enfin, je voudrai remercier d'avance l'honorable jury qui aura à apprécier ce travail et j'accepte sans réserve toutes les remarques ou suggestions nécessaires à l'enrichissement de cette étude.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] **SALAH BOUALEM**, « Alimentation en eau potable », E.N.S.H, 1993
- [2] **A. DUPONT**, «Hydraulique urbaine », Tome II, Editions Eyrolles, paris, 1979
- [3] **MEMENTO TECHNIQUE DE L'EAU**, Deuxième édition, Tome I, paris, 1994
- [4] **Jacques BONNIN**, «Hydraulique Urbaine », Editions Eyrolles, Paris ,1977
- [5] **H. GODART** « Technique de l'ingénieur (technologie de l'eau) », Edition, Tome I,
- [6] **YACOUB OUSMAN BOURMA**, «Mémoire de fin d'étude du système d'alimentation en potable de commune de Bouarafa wilaya de Blida », E.N.S.H, 2008
- [7] **MERKOUNE DJALAL**, «Mémoire de fin d'études du système d'alimentation en eau potable de la ville d'oued El alleug wilaya de Blida », ENSH, 2007

Annexes

Annexe n°1 : les valeurs de β_{\max} en fonction du nombre d'habitants sont données dans le Tableau 1.1:

Tableau 1.1: β_{\max} en fonction du nombre d'habitants

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

Annexe n°2 : les valeurs de β_{\min} en fonction du nombre d'habitants sont données dans le Tableau 2.1:

Tableau 2.1: β_{\min} en fonction du nombre d'habitants :

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