

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

extension du système d'alimentation en eau potable de la ville
de Tipaza (nouveau pole urbaine) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0010-19

APA Citation (APA توثيق):

Djeghlaf, Mahdi Amine (2019). extension du système d'alimentation en eau potable
de la ville de Tipaza (nouveau pole urbaine)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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.



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

Option: *Conception des systèmes d'alimentation en eau potable*

THEME :

**Extension du système d'alimentation en eau potable
de la ville de Tipaza (nouveau pôle urbain)**

Présenté par :

DJEGHLAF Mehdi Amine

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
MEDDI Hind	MCA	Présidente
DJELLAB Mohamed	MCA	Examinateur
HOULI Samia	MAA	Examinatrice
DERNOUNI Fouzia	MAA	Promotrice

Session : Septembre 2019

dédicaces

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

A ma très chère mère et mon cher père

A ma chère sœur Lydia

A toute ma famille et mes amis

A tous mes amis de L'ENSH.

A tous ceux qui me sont chers.

A. DJEGHLAF

REMERCIEMENT

Grâce à Dieu le tout puissant ce travail a été réalisé.

Un remerciement appuyé revient à mes parents, ma sœur, et toute ma famille pour leur soutien moral et matériel durant mon cursus.

je tiens à remercier vivement monsieur ma promotrice M^{me} F.DERNOUNI ainsi que M^r B.SALAH et M^r M.BENSALAH qui m'ont apporté avec beaucoup de pédagogie et de tolérance; conseils, assistance et accompagnement.

J'adresse également mes remerciements à l'ensemble des enseignants de l'ENSH pour leurs disponibilité et leurs qualité d'enseignement et aux membres du jury pour avoir accepté d'évaluer mon travail.

En fin j'adresse mes remerciements à tous ceux qui, de près ou de loin ont contribué à l'élaboration de ce travail.

Sommaire

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

Chapitre I

Présentation de la ville de Tipaza

I.1 Introduction	2
I.2 Donnée naturels du site	2
I.2.1 Historique de la ville	2
I.2.2 Situation géographique.....	3
I.2.3 Situation topographique	4
I.2.3.1 Ville de Tipaza.....	4
I.2.3.2 POS AU3	4
I.2.4 Géotechnique	4
I.2.5 Géologie.....	5
I.2.6 Hydrogéologie.....	5
I.2.7 Sismicité	5
I.2.8 Situation climatique	6
I.2.8.1 Climat	6
a) Les température	6
b) Humidité	7
c) Vents	7
I.2.8.8 Pluviométrie	7
I.3 Donnée hydrauliques	8
I.3.1 Alimentation en eau potable	8
I.3.1.1 Historique du système d'AEP	8
I.3.1.2 Réseau d'AEP	8
I.3.1.3 Ressource en eau.....	9
I.3.2 Assainissement	10
I.4 Conclusion	10

Chapitre II

Calcul des besoins

II.1 Introduction	11
II.2 Situation démographique	11
II.3 Estimation des besoins par étage	12
II.3.1 Premier étage	12
II.3.1.1 Estimation des besoins de la population du premier étage	12
II.3.1.2 Estimation des besoins des équipements.....	13
II.3.1.3 Etude des variations du débit.....	14
II.3.1.3.1 Coefficients d'irrégularité	14
II.3.1.3.2 Détermination des débits journaliers	16
II.3.1.3.3 Détermination des débits horaires	17
II.3.2 Deuxième étage	21
II.3.2.1 Estimation des besoins de la population du deuxième étage	21

II.3.2.2 Estimation des besoins des équipements	21
II.3.2.3 Etude des variations du débit	22
II.3.2.3.1 Coefficients d'irrégularité	22
II.3.2.3.2 Détermination des débits journaliers	24
II.3.2.3.3 Détermination des débits horaires	25
II.4 Conclusion	28

III.1 Introduction	29
III.2 Calcul du réseau de distribution	29
III.2.1 Choix du système de distribution	29
III.2.2 Choix du type de réseau	29
III.2.3 Principe du tracé du réseau maillé	30
III.2.4 Choix du matériau des conduites	31
III.2.5 Calcul hydraulique du réseau de distribution	32
III.2.5.1 Détermination des débits	33
III.2.5.1.1 Débit route	33
III.2.5.1.2 Débit spécifique	33
III.2.5.1.3 Débits nodaux	34
III.2.5.1.4 Débits d'incendie	34
III.2.5.2 Dimensionnement des deux étages	35
III.2.5.2.1 Calcul des débits	35
III.2.5.2.1.1 Premier étage	35
III.2.5.2.1.2 Deuxième étage	39
III.2.5.2.2 Calcul hydraulique du réseau de distribution	44
III.2.5.2.2.1 Détermination des diamètres avantage	44
III.2.5.2.2.2 Présentation du logiciel EPANET2.0	47
III.2.5.2.2.3 Pression au sol	49
III.2.5.2.2.4 Résultat de la simulation	50
III.2.5.3 Etude des variantes	57
III.2.5.4 Restructuration du réseau	59
a) Zone 1	62
b) Zone 2	75
c) Zone 3	98
III.2.5.5 Résultat de la simulation de l'intégralité du réseau restructuré	113
III.3 Conclusion	115

IV.1 Introduction	116
IV.1.1 Fonctionnement du système avant la restructuration	116
IV.1.2 Fonctionnement du système après la restructuration	116
IV.2 Historique des réservoirs	117
IV.3 Role des réservoirs	118
IV.4 L'emplacement des réservoirs	119
IV.5 Classification des réservoirs	119
IV.6 Caractéristiques des réservoirs	119
IV.7 Détermination de la capacité des réservoirs	120
IV.7.1 Principe de calcul	120
IV.7.2 Calcul des volumes des réservoirs	120
IV.7.2.1 Calcul du volume du réservoir (RV Zone 1) projeté	120
IV.7.2.1.1 Calcul de la capacité du réservoir	120
IV.7.2.1.2 Dimensionnement du réservoir (RV Zone1) projeté	122
IV.7.2.2 Calcul du volume du réservoir (RV Zone 2) projeté	124
IV.7.2.2.1 Calcul de la capacité du réservoir	124
IV.7.2.2.2 Dimensionnement du réservoir (RV Zone2) projeté	126
IV.7.2.3 Calcul du volume du réservoir (RV 2000EST) existant	127
IV.7.2.3.1 Calcul de la capacité du réservoir	127
IV.7.2.3.2 Dimensionnement du réservoir (RV 2000EST) existant	129
IV.8 Génie civil	131
IV.8.1 Les composantes d'un réservoir semi-enterré	131
IV.8.2 Spécificités du béton utilisé	131
IV.8.3 Classification des réservoirs par rapport à la forme de la toiture.....	132
IV.8.4 Etude du réservoir cylindrique semi-enterré.....	132
IV.8.4.1 Détermination des différents éléments du réservoir	132
A) La coupole.....	132
B) La ceinture.....	134
C) Le lanterneau	135
D) Le poids du radier	135
E) Le poids du béton de propreté	135
F) Le poids de l'eau	135
IV.9 Equipements hydrauliques du réservoir	136
IV.10 Vidange et remplissage des réservoirs	139
IV.11 Entretien des réservoirs	139
IV.12 Conclusion	139

V.1 Introduction	140
V.2 Choix du tracé	141
V.3 Butée et amarrage des conduites	141
V.4 Etude du profil de la conduite d'adduction	141
V.5 Choix du matériau	142
V.6 Protection de la conduite d'adduction	142
V.7 Dimensionnement de l'adduction gravitaire	143
V.7.1 Dimensionnement des tronçons Add42 et Add44	144
V.7.2 Dimensionnement du tronçon Add43	148
V.7.3 Dimensionnement des tronçons Add45 et Add46	149
V.7.4 Récapitulatif des résultats	152
V.7.5 Correction des vitesses	153
V.8 Conclusion	154

VI Introduction	155
VI.1 Partie 1: Pose des conduites	155
VI.1.1 Introduction	155
VI.1.2 Différents types de pose de la canalisation	155
VI.1.2.1 Pose en terre	156
VI.1.2.1.1 Exécution des tranchées	156
VI.1.2.1.2 Réalisation des tranchées	157
VI.1.2.2 Pose en mauvais terrains	159
VI.1.2.3 Pose en galerie	159
VI.1.2.4 Pose en pente	160
VI.1.2.5 Traversée d'une rivière	160
VI.1.2.6 Traversée de route	160
VI.1.3 Le remplissage de la conduite	161
VI.1.4 Essai hydraulique sur la conduite	161
VI.1.5 Remblayage	161
VI.1.6 Butées	162
VI.2 Partie 2: Accessoires du réseau	163
VI.2.1 Introduction	163
VI.2.2 Principaux organes et accessoires du réseau	163
VI.2.2.1 Nature des canalisations	163
VI.2.2.2 Les robinets	163
VI.2.2.2.1 Les robinets vannes	163
VI.2.2.2.2 Vannes papillon	164
VI.2.2.2.3 Vannes d'isolement	164

VI.2.2.2.4 Vannes de décharge	164
VI.2.2.3 Réducteur de pression amont	165
VI.2.2.4 Clapet anti retour	165
VI.2.2.5 Crépines	166
VI.2.2.6 Ventouses	167
VI.2.2.7 By-Pass	168
VI.2.2.8 Bouche d'incendie	169
VI.2.2.9 Organes de mesure	170
VI.2.2.9.1 Mesure du débit	171
VI.2.2.9.1 Mesure de la pression	172
VI.2.2.10 Organes de raccordement du réseau	173
VI.2.3 Conclusion	174
VI.3 Partie 3: Organisation de chantier	175
VI.3.1 Introduction	175
VI.3.2 Calcul des travaux concernant les tranchés des conduites	175
VI.3.2.1 Implantation des tracés des tranchés sur le terrain	175
VI.3.2.1.1 Matérialisation de l'axe	175
VI.3.2.1.2 Nivellement	175
VI.3.2.2 Excavation des tranchés	176
VI.3.2.2.1 La profondeur (H_{tr})	176
VI.3.2.2.2 Largeur de la tranchée (b)	176
VI.3.2.2.3 Choix du coefficient du talus	177
VI.3.2.2.4 Distance de la mise de cavalier	177
VI.3.2.2.5 Choix de l'excavateur	180
VI.3.2.2.6 Choix du bulldozer	183
VI.3.2.3 Autres engins utilisés	186
VI.3.2.3.1 Pelle hydraulique	186
VI.3.2.3.2 Chargeur	187
VI.3.2.3.3 Compacteur	188
VI.3.3 Calcul des volumes des travaux des réservoirs	189
a. Réservoir RV Zone 1	189
a.1 Calcul du volume des déblais	190
a.2 Calcul du volume du tout venant	190
a.3 Calcul du volume du béton de propreté	191
a.4 Calcul du volume du béton armé	191
a.4.1 Elements ayant des formes circulaires	191
a.4.2 La coupole	192
a.4.3 La chambre de manœuvre	193
a.5 Calcul du volume du remblai compacté	194
a.6 Calcul du volume de la maçonnerie	194
b. Réservoir RV Zone 2	196
b.1 Calcul du volume des déblais	196
b.2 Calcul du volume du tout venant	196
b.3 Calcul du volume du béton de propreté	197
b.4 Calcul du volume du béton armé	197
b.4.1 Elements ayant des formes circulaires	197
b.4.2 La coupole	198
b.4.3 La chambre de manœuvre	199
b.5 Calcul du volume du remblai compacté	200

b.6 Calcul du volume de la maçonnerie	200
VI.3.4 Conclusion	201
VI.4 Partie 4: Planification et calcul du devis	202
VI.4.1 Introduction	202
VI.4.2 Partie théorique	202
VI.4.2.1 Historique	202
VI.4.2.2 Notions importantes	202
VI.4.3 Elaboration du planning d'exécution des travaux	207
VI.4.3.1 Elaboration du planning pour les réservoirs	207
VI.4.3.2 Elaboration du planning des travaux pour la pose des conduites	212
VI.4.4 Calcul du devis quantitatif du projet	216
VI.4.4.1 Coût des travaux des réservoirs	216
VI.4.4.2 Coût des travaux des conduites	218
VI.4.5 Conclusion	223
VI. Partie 5: Protection et sécurité du travail	224
VI.5.1 Introduction	224
VI.5.2 Causes des accidents du travail dans un chantier hydraulique	224
VI.5.2.1 Facteurs humains	224
VI.5.2.2 Facteurs matériels	224
VI.5.2.3 Liste des conditions dangereuses	225
VI.5.2.4 Liste des actions dangereuses	225
VI.5.3 Mesures préventives pour éviter les causes des accidents	226
VI.5.3.1 Protections individuelles	226
VI.5.3.2 Protections collectives	226
a. Equipements de mise e œuvre du béton	226
b. Engins de levage	226
c. Appareillage électrique	226
VI.5.4 Conclusion	227

VII.1 Introduction	228
VII.2 Objectifs	228
VII.3 Données utiles à la gestion	228
VII.3.1 Données relatives au système d'AEP	228
VII.3.2 Données relatives aux canalisations	228
VII.3.3 Données relatives aux équipements du réseau	229
VII.3.4 Données relatives aux défaillances	229
VII.3.5 Données de la qualité de l'eau	230
VII.4 Gestion et exploitation des ouvrages de stockage	230
VII.4.1 Equipements du réservoir	230
VII.4.2 Exploitation des réservoirs	231
VII.4.3 Opérations de nettoyage	232
VII.4.4 Contrôle de la qualité de l'eau dans le réservoir	232
VII.4.5 Prévention des accidents	233

VII.5 Gestion et exploitation du réseau de distribution	233
VII.5.1 Equipements du réseau	233
VII.5.2 Contrôle et surveillance de la qualité de l'eau	234
VII.5.3 Détection des fuites.....	235
VII.5.3.1 Les amplificateurs mécaniques.....	236
VII.5.3.2 Les amplificateurs électriques	236
VII.5.4 Le comptage.....	236
VII.5.5 Le rendement d'un réseau	237
VII.5.6 Lutte contre le vieillissement des conduites	237
VII.5.7 Lutte contre l'entartrage	237
VII.6 Autres techniques de gestion	238
VII.6.1 Les diagnostics fonctionnels.....	238
VII.6.1.1 Le suivi des volumes	238
VII.6.1.2 La modélisation hydraulique	238
VII.6.2 Les diagnostics structurels.....	239
VII.7 Utilisation des SIG dans la gestion des réseaux	239
VII.8 Conclusion	239

CONCLUSION GENERALE

BIBLIOGRAPHIE

ANNEXES

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA VILLE DE TIPAZA

Tab I.1: Températures moyennes annuelles.....	06
Tab I.2: Variation annuelle de l'humidité.	07
Tab I.3: Vents moyens mensuels.	07
Tab I.4: Pluie maximale journalière moyens mensuels.	07

CHAPITRE II : CALCUL DES BESOINS EN EAU

Tab II.1: Répartition de la population à différents horizons de calcul.....	11
Tab II.2: Débit moyen des équipements du premier étage.	13
Tab II.3: Variation du coefficient β_{\max} en fonction du nombre d'habitants.....	15
Tab II.4: Valeurs de β_{\max} et $K_{\max,h}$ pour notre cas.	15
Tab II.5: Variation du coefficient β_{\min} en fonction du nombre d'habitant.	16
Tab II.6: β_{\min} et $K_{\min,h}$ pour notre cas..	16
Tab II.7: Débit minimum journalier et maximum journalier.....	17
Tab II.8: Débits moyens horaires et maximum horaires.	17
Tab II.9: Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.....	18
Tab II.10: Répartition horaire du $Q_{\max,j}$	19
Tab II.11: Débit moyen des équipements du deuxième étage.	21
Tab II.12: Variation du coefficient β_{\max} en fonction du nombre d'habitants.....	23
Tab II.13: Valeurs de β_{\max} et $K_{\max,h}$ pour notre cas...	23
Tab II.14: variation du coefficient β_{\min} en fonction du nombre d'habitants..	24
Tab II.15: β_{\min} et $K_{\min,h}$ pour notre cas..	24
Tab II.16: Débit minimum journalier et maximum journalier.....	25
Tab II.17: Débits moyens horaires et maximum horaires.	25
Tab II.18: Répartition horaire du $Q_{\max,j}$	26

CHAPITRE III : CALCUL HYDRAULIQUE

Tab III.1: Récapitulatif du calcul des débits: cas de pointe.	35
Tab III.2: Calcul des débits routes et des débits aux nœuds: cas de pointe (étage 2*500).	36
Tab III.3: Calcul des débits routes et des débits aux nœuds: cas de pointe + incendie (étage 2*500).	37
Tab III.4: Récapitulatif du calcul des débits: cas de pointe.	40
Tab III.5: Calcul des débits routes et des débits aux nœuds: cas de pointe (étage 2000).	40
Tab III.6: Calcul des débits routes et des débits aux nœuds: cas de pointe + incendie (étage 2000). .	43
Tab III.7: Relation entre les diamètres avantageux et les débits.....	44
Tab III.8: Débit en fonction des diamètres avantageux.	45
Tab III.9: Etat des arcs du réseau (pointe).	50
Tab III.10: Etat des nœuds du réseau (pointe)	52
Tab III.11: Etat des arcs du réseau (pointe + inc).	53
Tab III.12: Etat des nœuds du réseau (pointe + inc).....	55
Tab III.13: Coefficients K' , m , β , pour différents types de tuyaux.	59
Tab III.14: Les nouvelles cotes piézométriques pour la zone 1	60
Tab III.15: Débits en fonction des diamètres avantageux.....	69
Tab III.16: Etat des arcs du réseau (Zone 1).....	70
Tab III.17: Etat des nœuds du réseau (Zone 1).....	71
Tab III.18: Etat des arcs du réseau (pointe + inc Zone 1).....	72
Tab III.19: Etat des nœuds du réseau (pointe + inc Zone 1).....	73
Tab III.20: Les nouvelles cotes piézométriques pour Zone 2	76
Tab III.21: Habitants estimés pour la zone 2	77
Tab III.22: Débits moyens des équipements de la zone 2.....	78
Tab III.23: variation du coefficient β_{max} en fonction du nombre d'habitants.	80
Tab III.24: Valeurs de β_{max} et $K_{max,h}$ pour notre cas.	80
Tab III.25: Variation du coefficient β_{min} en fonction du nombre d'habitants.....	80
Tab III.26: β_{min} et $K_{min,h}$ pour notre cas.	81
Tab III.27: Le débit minimum journalier et maximum journalier.	81
Tab III.28: Débits moyens horaires et maximal horaires.....	82
Tab III.29: Répartition horaire du $Q_{max,j}$	83
Tab III.30: Récapitulatif du calcul des débits: cas de pointe (Zone 2).	85
Tab III.31: Calcul des débits routes et des débits aux noeuds: cas de pointe (Zone 2)	86
Tab III.32: Calcul de débits routes et des débits aux nœuds: cas de pointe + incendie (Zone 2).	88
Tab III.33: Débit en fonction des diamètres avantageux.	92
Tab III.34: État des arcs du Réseau: (cas de pointe Zone 2).....	93
Tab III.35: État des noeuds du Réseau: (cas de pointe Zone 2).....	94

Tab III.36: État des Arcs du Réseau: (cas de pointe + inc Zone 2)	95
Tab III.37: État des noeuds du Réseau: (cas de pointe + inc Zone 2).....	96
Tab III.38: Nouvelles cotes piézométriques pour la zone 3.....	98
Tab III.39: Habitants estimés pour la zone 3.	101
Tab III.40: Répartition horaire du Q_{maxj} pour la zone 3	102
Tab III.41: Récapitulatif du calcul des débits: cas de pointe	104
Tab III.42: Calculs des débits routes et des débits aux nœuds: (cas de pointe Zone 3).....	105
Tab III.43: Calcul de débits routes et des débits aux nœuds: (cas de pointe + incendie Zone 3).....	106
Tab III.44: Débit en fonction des diamètres avantageux	107
Tab III.45: État des Arcs du Réseau (cas de pointe Zone 3).....	108
Tab III.46: Etat des nœuds du réseau (cas de pointe Zone 3).....	109
Tab III.47: État des Arcs du Réseau (cas de pointe + inc Zone 3)	110
Tab III.48: État des nœuds du réseau (cas de pointe + inc Zone 3).....	111

CHAPITRE IV : CALCUL DES RÉSERVOIRS

Tab IV.1: Calcul de la capacité du réservoir RV Zone 1.....	121
Tab IV.2: Calcul de la capacité du réservoir RV Zone 2.....	125
Tab IV.3: Calcul de la capacité du réservoir RV Zone 3.....	128

CHAPITRE V : CALCUL DES ADDUCTIONS

Tab V.1: Les débits et les longueurs des adductions.	143
Tab V.2: Nœuds de l'adduction.....	143
Tab V.3: Récapitulatif des résultats du calcul hydraulique au niveau des tronçons.....	152
Tab V.4: Récapitulatif des résultats du calcul hydraulique au niveau des nœuds.	152
Tab V.5: Récapitulatif des résultats du calcul hydraulique au niveau des tronçons après correction	153
Tab V.6: Récapitulatif des résultats du calcul hydraulique au niveau des nœuds après correction...	153

CHAPITRE VI : ETUDE DE RÉALISATION

Tab VI.1.1: Choix du coefficient du talus.....	157
Tab VI.3.1: Choix du coefficient du talus.....	177
Tab VI.3.2: Calculs des sections transversaux des tranchés.....	177
Tab VI.3.3: Coefficient de foisonnement.....	178
Tab VI.3.4: Calculs des sections transversaux des cavaliers.....	178
Tab VI.3.5: Calculs des hauteurs des cavaliers.....	179
Tab VI.3.6: Calculs des longueurs du déplacement des terres.....	180
Tab VI.3.7: Calcul du volume de sol à excaver.....	181
Tab VI.3.8: Capacité du godet en fonction du volume V_{tr}	181
Tab VI.3.9: Choix du bulldozer en fonction de la capacité du godet.....	183
Tab VI.3.10: Calcul du volume du sable pour le lit de pose V_s	185
Tab VI.3.11: calcul du volume des conduites V_C	186
Tab VI.3.12: Calcul du volume du béton armé du réservoir RV Zone1.....	192
Tab VI.3.13: Calcul du volume du béton armé de la chambre de manœuvre.....	193
Tab VI.3.14: Volumes de travaux du réservoir RV Zone 1.....	195
Tab VI.3.15: Calcul du volume du béton armé du réservoir RV Zone2.....	197
Tab VI.3.16: Calcul du volume du béton armé de la chambre de manœuvre.....	199
Tab VI.3.17: Volumes de travaux du réservoir RV Zone 2.....	201
Tab VI.4.1: Temps de réalisation des opérations du réservoir.....	207
Tab VI.4.2: Taches qui précèdent et qui succèdent chaque opération.....	208
Tab VI.4.3: Temps de réalisation des opérations de réalisation des conduites.....	212
Tab VI.4.4: Taches qui précèdent et qui succèdent chaque opération.....	212
Tab VI.4.5: Coût des travaux du réservoir RV Zone 1 1000m ³	216
Tab VI.4.6: Coût des travaux du réservoir RV Zone 2 1500m ³	217
Tab VI.4.7: Calcul du volume de déblais des tranchés.....	219
Tab VI.4.8: Calcul du volume de sable V_s	220
Tab VI.4.9: Calcul du volume de remblaiement V_R	221
Tab VI.4.10: Devis quantitatif de réalisation des conduites.....	222

CHAPITRE VII : GESTION DU SYSTEME D'AEP

Tableau VII.1: Equipements du réservoir.....	231
Tableau VII.2: Equipements du réseau.....	234

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Fig I.1: Localisation de Tipaza dans l'Afrique romaine.....	02
Fig I.2: Plan de situation de la ville de Tipaza.....	04
Fig I.3: Carte de zonage sismique du territoire national RPA99.....	06

CHAPITRE II : CALCUL DES BESOINS EN EAU

Fig II.1: Consommation horaire de la population (étage 2*500).....	20
Fig II.2: Courbe intégrale (étage 2*500).....	20
Fig II.3: Consommation horaire de la population (étage 2000EST).....	27
Fig II.2: Courbe intégrale (étage 2000EST)	27

CHAPITRE III : CALCUL HYDRAULIQUE

Fig III.1: Schéma du réseau en cas de pointe.....	56
Fig III.2: Schéma du réseau en cas de pointe et d'incendie.	57
Fig III.3: Ligne piézométrique de la conduite C12 après régulation des pressions.....	62
Fig III.4: Deux configurations possibles du théorème de Thalès.	64
Fig III.5: Schéma du réseau de la zone 1 en cas de pointe.	74
Fig III.6: Schéma du réseau de la zone 1 en cas de pointe et d'incendie.	74
Fig III.7: Consommation horaire de la population zone 2.....	84
Fig III.8: Courbe intégrale zone 2.....	84
Fig III.9: Ligne piézométrique de la conduite C34 après régulation des pressions.....	89
Fig III.10: Schéma du réseau de la zone 2 en cas de pointe.	97
Fig III.11: Schéma du réseau de la zone 2 en cas de pointe et d'incendie.	97
Fig III.12: Conduite d'extrémité.....	99
Fig III.13: Conduite à service en route	100
Fig III.14: Conduite mixte	100
Fig III.15: Consommation horaire de la population zone 3	103
Fig III.16: Courbe intégrale zone 3.....	103
Fig III.17: Schéma du réseau de la zone 3 en cas de pointe	112
Fig III.18: Schéma du réseau de la zone 3 en cas de pointe et d'incendie.	112

CHAPITRE IV : CALCUL DES RESRVOIRS

Fig IV.1: Coupe transversale d'un réservoir semi enterré.....	45
Fig IV.2: Composants du réservoir.....	45
Fig IV.3: Epaisseur et étanchéité.....	45
Fig IV.4: Schéma statique et efforts internes.....	45
Fig IV.5: Conduite d'arrivée.....	45
Fig IV.6: Conduite de distribution.....	45
Fig IV.7: Conduite de vidange et de trop plein.....	45
Fig IV.8: Réserve d'incendie.....	45

CHAPITRE V : CALCUL DES ADDUCTIONS

Fig V.1: Schéma du système d'adduction.....	75
Fig V.2: Tronçon RV5000-RV étage3.....	75
Fig V.3: Tronçon n32-RV2000EST.....	75
Fig V.4: Tronçon RVétage3 RV2*500.....	75
Fig V.5: Schéma général des résultats de calcul des adductions.....	75

CHAPITRE VI : ETUDE DE REALISATION

Fig VI.1.1: Différents lits de pose.....	105
Fig VI.1.2: Pose de la conduite dans la tranchée.....	106
Fig VI.1.3: Pose des conduites en pente.....	106
Fig VI.1.4: Essai hydraulique.....	110
Fig VI.1.5: Butée sur un coude horizontale.....	110
Fig VI.1.6: Butée sur un coude vertical.....	110
Fig VI.1.7: Butée sur un branchement.....	110
Fig VI.2.1: Robinet vanne.....	110
Fig VI.2.2: Vannes papillons.....	110
Fig VI.2.3: Robinet vanne de décharge.....	110
Fig VI.2.4: Reducteur de pression.....	110
Fig VI.2.5: Clapet à double battant.....	110
Fig VI.2.6: Clapet anti retour.....	110
Fig VI.2.7: Clapet à simple battant.....	110
Fig VI.2.8: Clapet à simple battant (à brides).....	110
Fig VI.2.9: Ventouse à deux flotteurs.....	110
Fig VI.2.10: Ventouse à un seul flotteur.....	110

Fig VI.2.11: By-pass.....	110
Fig VI.2.12: Bouche d'incendie... ..	110
Fig VI.2.13: Débitmètres déprimogènes.....	110
Fig VI.2.14: Manomètre... ..	110
Fig VI.3.1: Bulldozer... ..	110
Fig VI.3.2: Pelle hydraulique.....	110
Fig VI.3.3: Chargeur.....	110
Fig VI.3.4: Compacteur... ..	110
Fig VI.4.1: Courbe en S d'un projet... ..	110
Fig VI.4.2: Tableau des tâches (réservoir).....	110
Fig VI.4.3: Diagramme de Gantt (réservoir).....	110
Fig VI.4.4: Modèle de la boîte du diagramme de Pert.....	110
Fig VI.4.5: Diagramme de Pert (réservoir).....	110
Fig VI.4.6: Tableau des tâches (conduites).....	110
Fig VI.4.7: Diagramme de Gantt (conduites).....	110
Fig VI.4.8: Diagramme de Pert (conduites).....	110

LISTE DES PLANCHES

PLANCHE N°1: Plan de masse du POS AU3 de la ville de Tipza.

PLANCHE N°2: Tracé du réseau de distribution restructuré.

PLANCHE N°3: Profil en long du réseau de distribution restructuré.

PLANCHE N°4: Profil en long de l'adduction gravitaire entre le réservoir RV5000 et le réservoir RV 2*500.

PLANCHE N°5: Réservoir 1000 m³

LISTE DES ANNEXES

CHAPITRE III : CALCUL HYDRAULIQUE

Tab III.49: État des Arcs du Réseau restructuré (cas de pointe).....	Annexe 1
Tab III.50: État des nœuds du Réseau restructuré (cas de pointe).....	Annexe 2
Tab III.51: Etat des arcs du réseau restructuré (cas de pointe + inc).....	Annexe 3
Tab III.52: Etat des nœuds du réseau restructuré (cas de pointe + inc).....	Annexe 4
Fig III.19: Schéma du réseau restructuré en cas de pointe	Annexe 5
Fig III.20: Schéma du réseau restructuré en cas de pointe et d'incendie.....	Annexe 6

ملخص

تعرف مدينة تيبازة عملية توسع كبيرة للتنمية الإجتماعية ، فإن هذه التوسعات تتسبب في اضطراب خطير في نظام التزويد بالمياه الصالحة للشرب الحالي.

قمنا بالتخطيط لإجراء إعادة هيكلة نظام التزويد من أجل الحفاظ على تشغيله بفعالية في ظرف أفضل.

من خلال هذه المذكرة ، درسنا جميع النقاط اللازمة لتقديم أفضل متغير من الناحية التقنية □ الاقتصادية لتحقيق المشروع.

Résumé

La ville de Tipaza connaît plusieurs extensions en vue du développement social du chef lieu. Ces extensions engendrent de sérieuses perturbations au système d'alimentation en eau potable existant.

Dans cette étude, nous prévoyons d'effectuer une restructurations du système d'alimentation en eau potable afin de pérenniser son fonctionnement dans les meilleurs conditions de service.

A travers ce mémoire nous allons étudier tous les points nécessaires afin de présenter la meilleure variante technico-économique pour la réalisation du projet.

Abstract

The town of Tipaza has many extensions regarding social development of the center. These extensions engender serious perturbations in potable water supply system.

This study aims at restructuring the current potable water supply system to increase longevity of the functioning in the best conditions of service.

This study also deals with all the necessary information for presenting the best technico-economical variant for the realization of project.

Mots clés: Tipaza - POS AU3 - Extension - Restructuration - Système étagé.

INTRODUCTION
GENERALE

Introduction générale :

Dans un souci de contrôle de la genèse et de la transformation du cadre bâti existant, les autorités locales de Tipaza ont exprimé leur volonté d'entreprendre des actions dans un cadre de rigueur législatif urbanistique concrétisé à travers l'engagement des plans d'occupation des sols POS.

L'objectif de l'aménagement du POS est de doter le chef lieu de la wilaya d'un instrument opérationnel permettant aux différents gestionnaires de bien gérer le tissu urbain et de mieux maîtriser l'urbanisation au sein de leur territoire.

C'est dans cette entrave qu'intervient la politique du POS, en outre de gérer les extensions relatifs à la zone, elle propose de rehausser l'image du chef lieu de la wilaya en tant que principal pôle de toute la région (wilaya de Tipaza) et doter le site d'une structure complète d'équipements multifonctionnels à caractère central.

Le POS AU3, localisé dans la partie est de la ville de Tipaza, a subi plusieurs extensions à savoir l'extension du pôle universitaire, le pôle touristique et le pôle urbain; ses promotions lui ont conféré des fonctions politiques et administratives, d'où un flux migratoire vers ce nouveau centre pourvoyeur d'emploi, c'est pourquoi on a une demande croissante en eau potable de plus en plus, en outre le réseau actuel devenu sous dimensionné.

C'est dans ce cadre que s'inscrit notre projet, un projet ambitieux basé sur une étude complète du système d'alimentation en eau potable de la région d'une part, et d'autre part la projection d'infrastructures hydrauliques et génie civil dans le but de satisfaire les besoins futures suivant l'éclatement démographique de la zone en question incluant l'extension des trois pôles, et ce en se basant sur des variantes qui respecterons à la fois l'aspect technique et l'économie du projet en plus d'une gestion stratégique on va minimiser les coûts et les pertes.

Le réseau d'AEP de la ville est un réseau étagé présentant des fluctuations de pression importantes.

Chapitre – I –
**PRESENTATION DE LA VILLE DE
TIPAZA**

I.1 Introduction :

Avant d'entamer tout projet d'étude en alimentation en eau potable, il apparaîtrait indispensable d'établir une description de la zone d'étude en mettant l'accent sur les différentes ressources en eau et sur les conditions de fonctionnement du système d'alimentation en eau potable actuel.

Ceci dit, cela va nécessiter une étude convenable du site, et ce afin de connaître les caractéristiques physiques du lieu.

Pour notre projet, les facteurs qu'on peut qualifier d'indispensable qui peuvent influencer l'étude sont:

- Les données naturelles du site.
- Les données relatives au développement futur de l'agglomération.
- Les données propres à l'alimentation en eau potable de la zone d'étude.

Et ce pour un choix approprié de la variante d'aménagement hydraulique.

I.2 Données naturels du site:

Cette partie vise à exposer l'ensemble des données relatives au site de notre étude.

I.2.1 Historique de la ville:

D'après les informations recueillies sur des ouvrages, Tipaza est un mot phénicien qui signifie "lieu de passage" ou bien "escale", en effet, ce sont les phéniciens qui furent les premiers à s'installer dans cette région au 5^{ème} siècle avant JC aussi connu sous le nom de "siècle de Périclès", ils ont fait de Tipaza un port d'escale pour leurs transits, par la suite elle fut dirigée par les romains, l'existence actuelle de plusieurs ruines peuvent témoigner du passage de cette civilisation, par la suite, elle fut gouvernée par les berbères puis les turcs, c'est à cette époque là que la ville a pu se développer, pour finalement devenir une colonie française pendant plus d'un siècle.



Fig I.1: Localisation de Tipaza dans l'Afrique romaine

I.2.2 Situation géographique:

La Commune de Tipasa érigée chef-lieu de la wilaya en 1984, se situe à l'ouest du Sahel d'Alger et dans la partie Est du Massif du Chenoua et la vallée de l'oued Nador. Elle se trouve à 70 km d'Alger et couvre une superficie d'environ 7000 Ha.

Elle est limitée :

- Au Nord par la mer méditerranée
- Au Sud par les Communes de Sidi Rached et de Nador
- A l'Est par la Commune de Aïn Tagourait
- A l'Ouest, par la Commune de Cherchell.

Le POS AU3, objet de notre étude se trouve à l'entrée de la ville. Il est limité :

- Au nord par la route nationale N°11
- Au sud par l'oued Merzoug
- A l'est par CW106 (partie nord) et Par la piste agricole reliant le CW 106 à la voie principale de la cité oued Merzoug (pour la partie Sud)
- Et à l'ouest par le tissu urbain (hai Rabta et cité oued Merzoug)

❖ Superficie

Le site couvre une aire d'environ 230 hectares .

❖ Accessibilité

Le site se situe en bordure de deux principaux axes par conséquent son accessibilité est très facile se faisant à partir de la route nationale N°11 et le chemin de wilaya N°106. Il est traversé entre autre par le chemin vicinal N° 2 (chemin de crête).



Vue sur le site



Vue vers la mer



Vue vers le mont

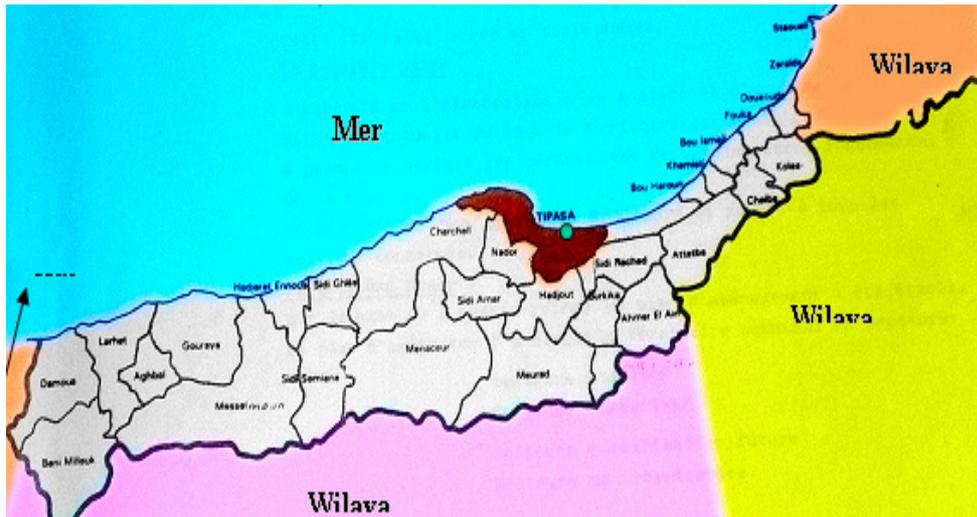


Fig I.2 : Plan de situation de la ville de Tipaza

I.2.3 Situation Topographique:

Dans toute étude du BTPH, les données topographiques sont indispensables pour une bonne compréhension de l'état du site.

I.2.3.1 Tipaza ville:

En référence à la carte topographique de la ville de Tipaza, on constate que le terrain naturel présente une dénivelée du sud vers le nord, le point le plus élevé se trouve dans les environs de 250m par rapport à la mer.

I.2.3.2 POS AU3:

La zone de notre étude est constitué par des collines du sahel qui s'allongent parallèlement à la cote depuis les hauteurs du massif montagneux de l'est jusqu'à la dépression de l'oued Nador.

La pente du terrain est moyenne, et va du nord vers le sud, l'altitude varie de 20 à 250m. On conclue que le terrain en question est accidenté et présente une forte dénivelée.

I.2.4 Géotechnique:

La géotechnique nous renseigne sur la portance des sols, elle se base sur la nature géologique et sur les propriétés des roches, c'est le résultat de croisement des paramètres suivants: La géologie, la topographie et l'hydrogéologie. Pour notre zone d'étude, la classe de terrains est la classe du terrains favorable: ce sont des terrains constitués d'un grés marin et poudingues pour les dunes et de calcaires dur construits pendant l'astien.

Ces terrains sont aptes à l'urbanisation. La nappe n'est pas superficielle, elle ne pose aucun problème pour les fondations.

I.2.5 Géologie:

La géologie fait partie des paramètres les plus importants dans le zoning d'une région ou d'un terrain à étudier, cela concerne surtout la lithologie, la pétrographie, pétro physique et le pendage des couches qui en combinaison avec les autres paramètres (pentes, niveau des nappes etc...).

Ces derniers peuvent engendrer des affaissements, des glissements de terrains ou des phénomènes plus ou moins néfastes pour la stabilité des constructions futures.

En ce qui concerne notre région, le sol se caractérise par les textures suivantes :

- **Sable argileux** : plus ou moins rubéfiés, l'épaisseur de cette couche est très variable.
- **Faciès argileux** : est entrecoupé par une formation éruptive.
- **Faciès calcaire ou calcaire-gresseux** : avec ou sans galets, typiquement mollassique.
- **Alluvions actuelles** : formant les terrasses inférieures des oueds et aussi répandues par étalement des vallées composées de limon argileux et sableux avec ou sans cailloutis, l'épaisseur de cette formation varie entre 10 et 30 m.

I.2.6 Hydrogéologie:

Les faciès géologiques de la commune de Tipasa ont une composition lithologique et une superposition stratigraphique tel que certains permettent la formation de nappes aquifères, alors que d'autres ne s'y prêtent pas.

L'étude hydrogéologique de la commune été basée sur l'inventaire des points d'eau avec des relevés piézométriques, le résultat de cette étude montre que le sous-sol renferme une nappe phréatique continue sous les dunes consolidées, alimentée par les précipitations hivernales, le niveau de la nappe est fluctuant pendant l'année : il se lève à 10m en hiver au-dessous du terrain naturel.

I.2.7 Sismicité :

D'après le document réglementaire D.T.R.- B.C.-48 concernant les règles parasismiques algériennes R.P.A (édition 99) modifié et complété après le séisme du 21 Mai 2003, élaboré par le CGS (Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique) le territoire national est divisé en cinq (05) zones de sismicité croissante, c'est à dire :

- **Zone 0** : sismicité négligeable
- **Zone I** : sismicité faible
- **Zone IIa** : sismicité moyenne
- **Zone IIb** : sismicité moyenne
- **Zone III** : sismicité élevée

Sur la base de ce qui précède, le site étudié « POS AU 03 concernant l'analyse physique relative au site affecté pour l'aménagement du pole d'excellence w. Tipasa »:

Ce site se situe dans la **Zone III** qui correspond à une région de sismicité élevée.

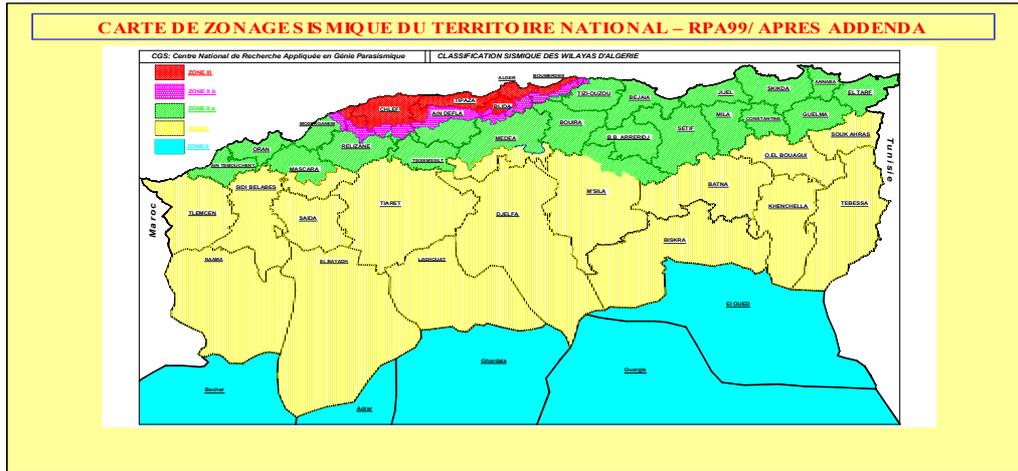


fig I.3: Carte de zonage sismique du territoire national RPA99

I.2.8 situation climatique:

L'étude de la climatologie est indispensable dans tout projet hydraulique, elle comprend (la pluviométrie, les températures, le taux d'humidité de l'air les vents etc...).

I.2.8.1 climat :

Le climat de la ville de Tipaza est de type méditerranéen à tendance subhumide comprenant deux saisons:

- L'une d'hiver s'étalant d'octobre à mars avec un climat doux et humide.
- Et l'autre d'été allant d'avril à septembre avec un climat chaud et sec.

a) Les températures:

La commune présente d'un climat méditerranéen doux.

Les hivers sont doux et humides d'octobre à mars suivis d'une saison sèche et chaude qui s'étant d'avril à septembre.

La température moyenne annuelle est de 17,55°c avec un minimum de 1,2°c et un max de 42,6°c

Le tableau I – 2 nous donne un aperçu sur la variation des températures moyennes durant l'année

Tab I.1 : températures moyennes annuelles :

mois	jan	Fev	mar	avr	mai	juin	juil	août	sep	oct	nov	dec
Températures °c	8.3	7.7	12	14.7	19.02	23.5	26.2	25.5	26.3	21.9	13.7	11.7

Source : [ONM] (OFFICE NATIONAL DE METEOROLOGIE 2008)

b) Humidité:

La région relative à notre étude présente une forte humidité en saison hivernale d'octobre à mars contrairement en été d'avril à septembre où la saison est plutôt chaude et sèche.

Le tableau suivant illustre la variation de l'humidité en fonction des mois

Tab I.2: variation annuelle de l'humidité

mois	Jan	Fev	mar	avr	mai	juin	juil	août	sep	oct	nov	dec
Humidité %	79	79	77	73	70	75	70	70	71	76	62	76

Source : [ONM] (OFFICE NATIONAL DE LA METEOROLOGIE 2008)

c) Les vents:

En hiver c'est la prédominance des vents d'ouest ils ont une direction ouest, nord ouest. Le reste de l'année ils peuvent être très forts et dévastateurs comme la tempête qui a frappé la région en avril 1989. elle a une force qui est inférieure ou égale à 6,5 sur une échelle de 0 à 9 elle peut atteindre 100km/h tandis qu'en été les brises maritimes. Rafraichissantes n'arrivent pas à franchir les collines.

Les vents moyens mensuels durant l'année sont décrits dans le tableau suivant:

Tab I.3: vents moyens mensuels

Mois	jan	Fev	mar	avr	mai	juin	juil	août	sep	oct	nov	dec
Vitesse (km/h)	2.83	3.02	3.3	4.31	4.13	3.78	3.91	3.78	1.82	1.44	2.06	2.52

Source : [ONM] (OFFICE NATIONAL DE METEOROLOGIE 2008)

1.2.8.2 Pluviométrie:

Les pluies sont irrégulières et entraînent parfois des dégâts importants sur les cultures. Le maximum des précipitations est enregistré du mois de Janvier à Mai avec 71.4 mm tandis que le minimum est au mois de Juillet et Août avec 1.5mm.

Les pluies sont généralement irrégulières souvent torrentielles. La sécheresse caractérise le mois de Juin, Juillet, et Août, elle peut toutefois impacter le mois de mai lorsqu'elle est précoce et atteindre le mois d'octobre lorsqu'elle est tardive.

Tab I.4: pluie maximale journalière pour l'année 2005 – 2006

mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aoû	Sep	Oct	Nov	Dec
Pluviométrie (mm)	41.3	16.8	39.1	160	6.4	2.3	5.1	7.1	20	58.1	50.4	64.6

Source : [ANRH]

La somme des précipitations pour l'année 2005-2006 est $\Sigma p = 471.2$ mm.

I.3 Données hydrauliques:

Dans ce qui suit nous allons exposer l'ensemble des données hydrauliques du site.

I.3.1 Alimentation en eau potable:

On traitera les données du réseau d'AEP existant et des ressources en eau de la zone du POS AU3.

I.3.1.1 Historique du système d'AEP:

Le réseau d'AEP de la commune de Tipaza se caractérise par la pose du réseau d'adduction au début des années 80 du siècle précédent, la première phase était composée de conduites en acier et la deuxième de conduites en fonte ductile puis plus récemment les adductions ont été réalisées en PEHD. Le réseau de distribution a connu des périodes de pose de conduites rapprochés débutant des années 80 jusqu'à la période actuelle. La réalisation des réservoirs a été entamée vers la fin des années 80. (source Mission C Model Tipaza 2019)

I.3.1.2 Réseau d'AEP:

Le réseau d'AEP de la zone du POS AU3 est étagé de type maillé, l'AEP s'effectue par le biais de deux étages, desservie de façon gravitaire, le premier étage (étage 2*500), qui sera alimenté à partir des réservoirs existants $2 \times 500 \text{m}^3$ situés à CTN=90 m qui distribuent un débit de $3595 \text{m}^3/\text{j}$, ces derniers sont alimentés gravitairement par le réservoir de l'étage 3 CTN=160m où l'arrivée de l'eau à ces réservoirs sera assurée à partir du réservoir de capacité 5000m^3 CTN=250 m.

Quant au deuxième étage (étage 2000 EST), le réseau sera alimenté par un réservoir de stockage de capacité 2000m^3 CTN=186m qui distribue un débit de $4130 \text{m}^3/\text{j}$, il est alimenté gravitairement à partir du réservoir 5000m^3 CTN=250m celui cité précédemment.

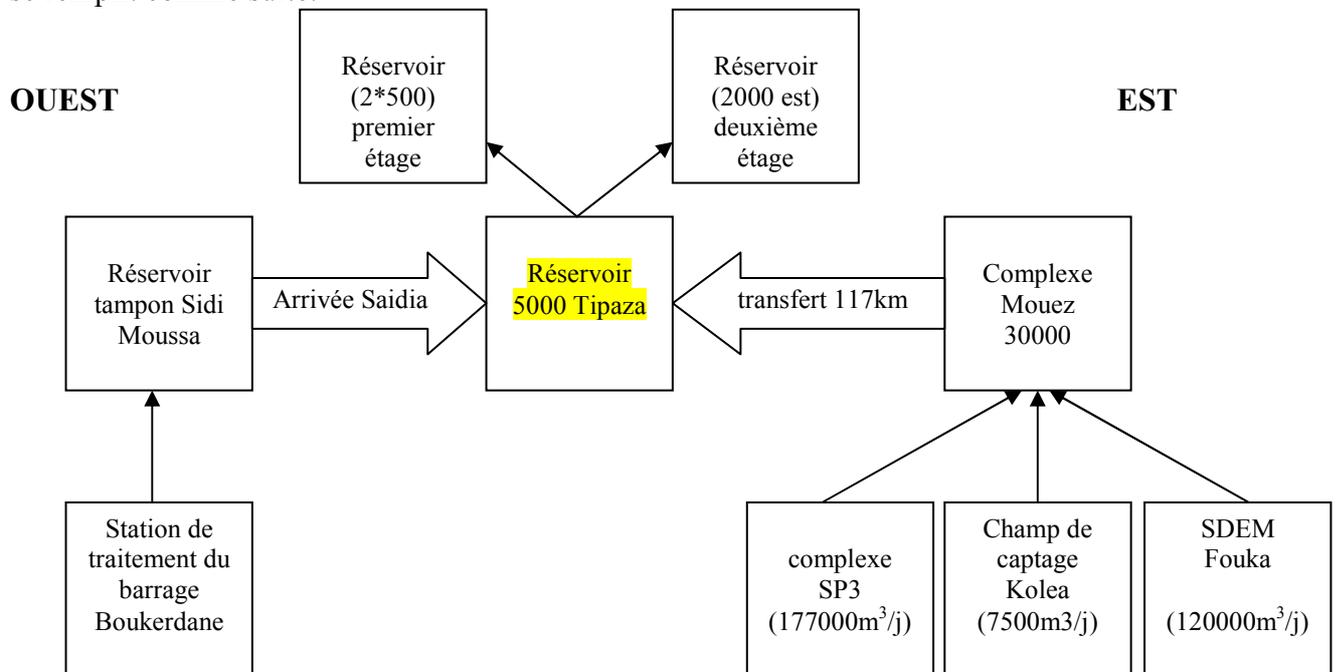
Dans un souci de renforcement de l'AEP de Tipaza, deux autres réservoirs sont actuellement en cours de réalisation à coté du réservoir 5000m^3 existant à la cote du terrain naturel 250 m.

Les données concernant les volumes mis au réseau de la commune de Tipaza (ressource mobilisables) ont été fournis par la SEAAL et étaient estimés après une campagne de mesure réalisée en Mai 2017.

Les données des volumes distribués dans chaque étage sont des données calculés dans l'horizon 2020 une fois les réservoirs projetés seront opérationnels.

I.3.1.3 Ressource en eau:

Suivant les plans recueillis auprès de la direction d'étude de la SEAAL, la zone du POS AU3 est alimentée par le réservoir 5000m³ qui alimente les deux étages du réseau, ce dernier se remplit comme suite:



A l'est de la zone à partir du système de transfert 117km qui véhicule un débit de 26000m³/j, ce système de canalisation démarre à partir du réservoir 30 000m³ Mouez;

Réservoir Mouez

- Ce réservoir se remplit actuellement par la station de dessalement d'eau de mer de Fouka (120000m³/j) par le biais d'une conduite de diamètre nominal 900mm en fonte;
- Il se remplit également à partir du champ de captage de Kolea (station de pompage 7500m³/j)
- Actuellement, et dans une politique de sécurisation du réservoir Mouez, des travaux sont en cours de réalisation dans le but de remplir le réservoir à partir du complexe SP3, ce complexe sera alimenté par l'arrivée Spik de Gué de Constantine 85000m³/j et des deux champs de captage de Mazafran (le premier 42000m³/j et le deuxième 50000m³/j)

A l'ouest de la zone, le réservoir de capacité 5000m³ est reple par une partie des eaux du réservoir tampon sidi Moussa qui, a son tour se remplit par la station de traitement de Sidi Amar qui traite les eaux du barrage Boukerdane.

Actuellement le réseau est sous dimensionné cela va nécessiter une extension du réseau actuel afin de permettre une alimentation en eau potable en H24 des différents types de consommateurs de la région du POS AU3 de même pour l'agglomération future qui est en plein développement avec l'aménagement du pôle universitaire et touristique ainsi que divers infrastructures relatives à la zone d'étude.

I.3.2 Assainissement:

- Deux réseaux d'assainissement en système unitaire où le premier réseau prendra en charge le bassin versant Nord et le deuxième réseau prendra en charge le bassin versant sud (oued MERZOUG).
- Pour le bassin versant Nord, quatre collecteurs principaux sont proposés qui prendront en charge les eaux usées et pluviales de cette partie ainsi qu'un déversoir d'orage à partir duquel les eaux usées seront raccordées au réseau d'assainissement existant qui se dirige par la suite vers la station de relevage, par contre, les eaux pluviales seront raccordées sur une conduite d'eau pluviale existante de diamètre 1500 mm.
- Pour le bassin versant Sud, un collecteur principal est proposé qui prendra en charge les eaux usées et pluviales de cette partie ainsi qu'un déversoir d'orage à partir duquel les eaux usées seront raccordées et prises en charge en dehors du périmètre d'études et les eaux pluviales seront rejetées vers oued Merzoug.

I.4 Conclusion:

Dans ce chapitre nous avons défini les éléments nécessaires pour l'élaboration de notre projet d'extension du réseau d'AEP de la zone POS AU3, en effet, les données du terrain relatifs au site ainsi que les données climatologiques et hydrauliques vont nous permettre d'adopter une approche convenable et correcte pour la réalisation de notre étude.

Chapitre – II –
CALCUL DES BESOINS EN EAU

II.1. Introduction:

Dans cette partie, on va s'intéresser à l'étude préliminaire du projet, en effet pour un bon dimensionnement de notre réseau, il apparaîtra primordial de passer par cette étape qui consiste dans un premier temps à évaluer la population actuelle de l'agglomération de notre POS et ainsi la population future sur un horizon donné puis l'évaluation des besoins en eau des différentes catégories de consommateurs.

II.2 Situation démographique:

Selon les informations recueillies auprès de la DUC de Tipaza, la population communale en l'an 2008 a été estimée à 28 840 habitants dont 15 045 soit 52% regroupés dans l'agglomération du POS AU3.

Selon les prévisions du PDAU, la population de la ville de Tipaza serait de 80 000 habitants à l'horizon 2025.

On peut estimer le nombre d'habitants pour des horizons futurs, en utilisant la loi des accroissements géométriques donnée par la relation suivante :

$$P_t = P_0 (1 + T)^N \quad (II.1)$$

Avec :

P_t : Nombre d'habitants à l'horizon futur.

P_0 : Nombre d'habitants à l'année de base 2008 ($P_0=15\ 045$ hab.).

T : taux d'accroissement égale d'après le PDAU de Tipaza à 2.5% pour notre région.

N : écart d'années entre les deux horizons (2019-2049) $N = 30$ ans.

Tab II.1: Répartition de la population à différents horizons de calcul

Horizon	2008	2019	2049
Estimation	15045	19741	41407

Les calculs des deux étages seront traités séparément.

II.3 Estimation des besoins par étage:

D'après le principe d'aménagement, les besoins en eau des deux étages ont été estimés sur la Base du programme d'habitat et d'équipements proposés et d'après la dotation de consommation qui sera de 200 l/j/habitant.

La consommation moyenne journalière Q_{moy} est définie comme étant le produit de la dotation moyenne journalière par le nombre de consommateurs d'où:

$$Q_{moy} = D \times N / 1000 \text{ (m}^3\text{/j)}$$

(II.2)

Avec :

D : Dotation journalière en l/j/hab.

N : Population du premier étage.

II.3.1 Premier étage:

Dans cette partie, nous donnerons les différents calculs des besoins en eau du premier étage (étage 2*500).

II.3.1.1 Estimation des besoins de la population du premier étage:

D'après les informations recueillis auprès de la direction de la DUC de Tipaza, la population du premier étage est estimée à 68% de la population totale du POS.

$$Q_{moy\ POP} = 28157 * 200 / 1000 \text{ (m}^3\text{/j)}.$$

$$Q_{moy\ POP} = 5631,35 \text{ (m}^3\text{/j)}.$$

II.3.1.2 Estimation des besoins des équipements:

L'ensemble des équipements et infrastructures présents au niveau du premier étage du POS sont résumés dans le tableau suivant:

Tab II.2 Débit moyen des équipements existants du premier étage

Type d'équipement	Unité de mesure	de nombre d'unités	Dotation (l/j/unité)	Qmoy (m3/j)
hôtel	lits	300	250	75
Ecole supérieur du tourisme	Élèves	3500	10	35
Hôpital	Lits	120	200	24
Ecole paramédicale	Élèves	800	10	8
Grande mosquée	fidèles	1000	10	20
Marche+centre commercial	m ²	740	10	7,4
Centre spécialisé dans la sauvegarde de la jeunesse	m ²	400	10	4
Centre medio pédagogique	Employés	500	10	5
Crèche +jardin d'enfant	enfants	100	10	1
4 Ecoles primaires + 1CEM	Élèves	2560	20	51,2
				Qmoy _{eq} = 230,6 m3/j

$$Q_{\text{moy TOTI}} = Q_{\text{moy pop}} + Q_{\text{moy eq}}$$

$$Q_{\text{moy TOTI}} = 5631,35 + 230,6$$

$$Q_{\text{moy TOTI}} = \mathbf{5861,952 \text{ m}^3/\text{j}}$$

II.3.1.3 Etude des variations du débit:

Au cours du temps on observe des variations de la consommation, ces dernières ne sont pas uniformément réparties dans le temps à cause de l'irrégularité des consommations horaires, journalières et mensuelles comme suit:

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

En raison de ces variations, et pour pallier à ce problème d'irrégularité, nous appliquons au débit moyen calculé le coefficient d'irrégularité journalière et le coefficient de d'irrégularité horaire.

II.3.1.3.1 Coefficients d'irrégularité:**a) Coefficient d'irrégularité maximale (K_{max,j}):**

Il est défini comme étant le rapport entre la consommation maximale journalière et la consommation moyenne journalière:

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

à ce style dans ce document..1)

Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant

Ce coefficient $K_{\max,j}$ varie entre 1,1 et 1,3, il consiste à prévenir les fuites et les gaspillages au niveau du réseau en majorant la consommation moyenne de 10% à 30%.

Dans notre cas nous prenons $K_{\max,j}=1,2$.

b) Coefficient d'irrégularité minimale (K_{min,j}):

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

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

répondant à ce style dans ce document..2)

Erreur ! Il n'y a pas de texte

Ce coefficient $K_{\min,j}$ varie de 0,7 à 0,9.

Dans notre cas on prends $K_{\min,j}=0,8$

c) Coefficient d'irrégularité maximal horaire ($K_{\max,h}$):

Il est défini comme étant le rapport entre la consommation horaire maximale et la consommation horaire moyenne.

$$K_{\max,h} = Q_{\max,h} / Q_{\text{moy},h}$$

Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document..5)

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée. Il tient compte de l'accroissement de la population ainsi que leurs degré du confort; D'une manière générale, ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients : α_{\max} et β_{\max} ;

Tel que :

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

Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document..6)

Avec :

α_{\max} : coefficient qui tient compte du développement industriel, du retard de consommation et des habitudes de la population, il varie de 1,2 à 1,4. Pour notre cas on prend $\alpha_{\max} = 1,3$.

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

Tab Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document..3: Variation du coefficient β_{\max} en fonction du nombre d'habitants.

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

Dans notre cas on prends $\beta_{\max}=1,15$

Tab II.4: Valeurs de β_{\max} et $K_{\max,h}$ pour notre cas.

Zone	Coefficient β_{\max}	$K_{\max,h}$
POS AU3 (étage 1)	1,15	1,495

Le coefficient horaire maximum est de l'ordre 1,4 à 1,7 donc selon l'ouvrage: Alimentation en eau potable des agglomérations de Mr Salah Boualem notre agglomération est à caractère domestique.

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

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire qui nous permet d'évaluer le fonctionnement de notre réseau du point de vue pression dans le réseau:

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

Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document..7)

Avec:

α_{\min} : coefficient qui tient compte du développement industriel, du retard de consommation et des habitudes de la population. Il 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.

Tab Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document..5: Variation du coefficient β_{\min} en fonction du nombre d'habitants.

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

Dans notre cas: $\beta_{\min}=0,6$

Tabl II.6: β_{\min} et $K_{\min,h}$ pour notre cas.

Zone	Coefficient β_{\min}	$K_{\min,h}$
POS AU3 (étage 1)	0,6	0,3

II.3.1.3.2 Détermination des débits journaliers:**a) Consommation maximale journalière ($Q_{\max,j}$)**

Ce débit est relatif à la journée où la consommation est la plus grande durant l'année, elle est utilisée comme étant l'élément essentiel dans les calculs de dimensionnement en d'AEP.

Ce débit est donné par la relation suivante:

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

Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document..3)

Avec :

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

$Q_{\text{moy},j}$: débit moyen journalier en m^3/j ;

$K_{\max,j}$: coefficient d'irrégularité maximale journalière.

On prend $K_{\max,j} = 1,2$

b) Consommation minimale journalière ($Q_{\min,j}$):

C'est le débit de la journée de faible consommation pendant l'année

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

Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document..9)

Erreur ! Il n'y a pas de

On prend $K_{\min,j} : 0.8$

Les débit minimum journalier et maximum journalier sont représenté dans le tableau suivant :

Tab Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document..7: Débit minimum journalier et maximum journalier.

Zone	Besoins Domestiques (m^3/j)	Besoins Des équipements (m^3/j)	$Q_{\min,j}$ (m^3/j)	$Q_{\max,j}$ (m^3/j)
POS AU3 (étage 1)	5631,35	230,6	4689,56	7034,34

II.3.1.3.3 Détermination des débits horaires:

a) Débit moyen horaire:

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy},h} = Q_{\max,j}/24$$

répondant à ce style dans ce document..10)

(Erreur ! Il n'y a pas de texte

Avec :

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

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

b) Détermination du débit maximum horaire:

Ce débit est déterminé par la relation suivante:

$$Q_{\max,h} = K_{\max,h} \cdot Q_{\text{moy},h}$$

(II.4

Avec :

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

$K_{\max,h}$: coefficient d'irrégularité maximale horaire;

Le tableau suivant résume les résultats de calcul des débits moyens horaires et maximum horaires:

Tab Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document..8: Débits moyens horaires et maximum horaires.

Zone	$Q_{\max,j}$ (m^3/j)	$Q_{\text{moy},h}$ (m^3/h)	$K_{\max,h}$	$Q_{\max,h}$ (m^3/h)	
Heures	Nombre d'habitants				
(h)	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	1.00	1.5	03	3.35	0.75
1-2	1.00	1.5	3.2	3.25	0.75

POS AU3 (étage 1)	7034,34	293,097	1,495	438,18
-------------------	---------	---------	-------	--------

c) L'évaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants:

Le débit horaire d'une agglomération varie en fonction de la population. La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants dans le tableau suivant:

Tab II.9: Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

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

Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération, cette représentation est illustrée dans le tableau suivant:

Tab Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document..10: Répartition horaire du $Q_{\max,j}$.

heures	C% popul	Q(m3/h)	C%(cumul)	Q Cumule
0-1	1,5	105,5151	1,5	105,5151
1-2	1,5	105,5151	3	211,0302
2-3	1,5	105,5151	4,5	316,5453
3-4	1,5	105,5151	6	422,0604
4-5	2,5	175,8585	8,5	597,9189
5-6	3,5	246,2019	12	844,1208
6-7	4,5	316,5453	16,5	1160,6661

7-8	5,5	386,8887	22	1547,5548
8-9	6,25	439,64625	28,25	1987,20105
9-10	6,25	439,64625	34,5	2426,8473
10-11	6,25	439,64625	40,75	2866,49355
11-12	6,25	439,64625	47	3306,1398
12-13	5	351,717	52	3657,8568
13-14	5	351,717	57	4009,5738
14-15	5,5	386,8887	62,5	4396,4625
15-16	6	422,0604	68,5	4818,5229
16-17	6	422,0604	74,5	5240,5833
17-18	5,5	386,8887	80	5627,472
18-19	5	351,717	85	5979,189
19-20	4,5	316,5453	89,5	6295,7343
20-21	4	281,3736	93,5	6577,1079
21-22	3	211,0302	96,5	6788,1381
22-23	2	140,6868	98,5	6928,8249
23-24	1,5	105,5151	100	7034,34
total	100	7034,34		

On note: le débit de pointe est repéré de 8h du matin jusqu'à midi avec un débit de $Q_{p1}=439,64625 \text{ m}^3/\text{h}$

Remarque:

On remarque que le débit demandé est supérieur au débit distribué dans le premier étage (2*500) tel que le débit distribué est égale à: $3595\text{m}^3/\text{j}$. (source Mission C model commune Tipaza SEAAL 2019)

d) Représentation graphique de la consommation:

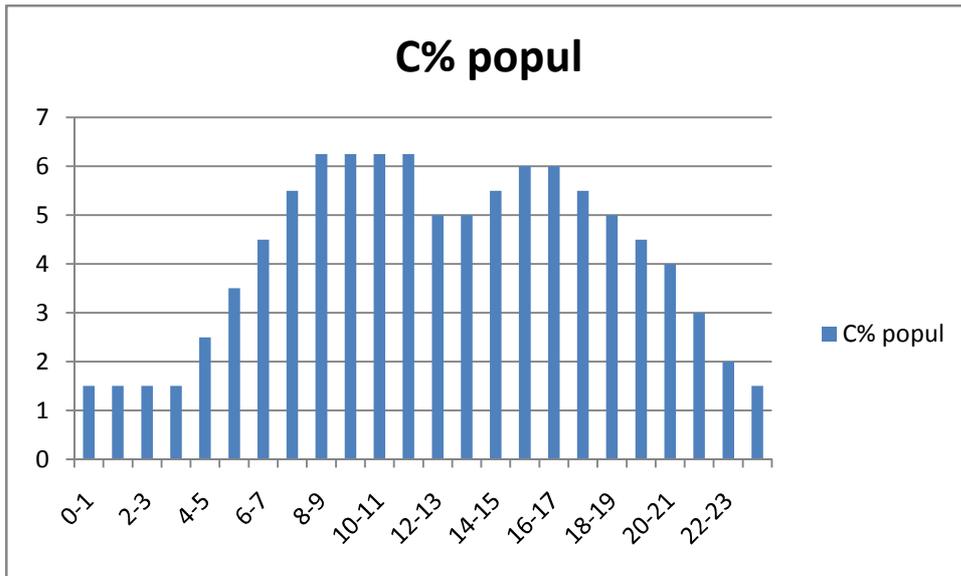


fig II.1: Consommation horaire de la population

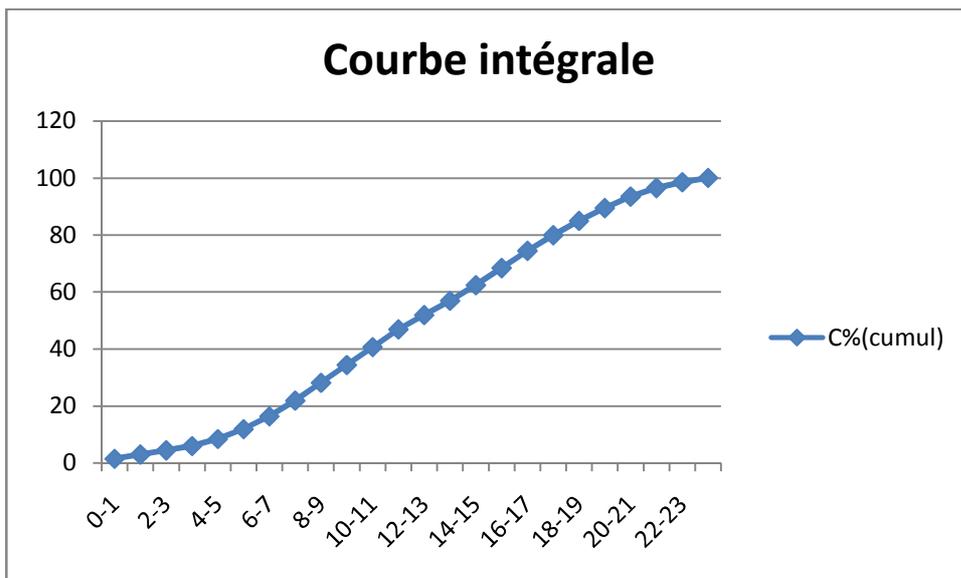


fig II.2: Courbe intégrale

II.3.2 Deuxième étage:

II.3.2.1 Estimation des besoins de la population du deuxième étage:

D'après les informations recueillis auprès de la direction de la DUC de Tipaza, la population du deuxième étage est estimée à 32% de la population totale du POS.

$$Q_{\text{moy POP}} = 13250 * 200 / 1000 \text{ (m}^3/\text{j)}.$$

$$Q_{\text{moy POP}} = 2650,05 \text{ (m}^3/\text{j)}.$$

II.3.2.2 Estimation des besoins des équipements:

L'ensemble des équipements et infrastructures présents au niveau du deuxième étage du POS sont résumés dans le tableau suivant:

Tab II.11 Tableau donnant le débit moyen des équipements existants du deuxième étage

Type d'équipement	Unité de mesure	nombre d'unités	Dotation (l/j/unité)	Qmoy (m3/j)	
Polyclinique	Lits	34	200	6,8	
Centre de recherche en économie appliquée	m ²	740	20	14,8	
Parc Urbain	m ²	190000	0,5	95	
Mosquée	Fideles	800	10	8	
Ecole Nationale de trésor et comptabilité	Places	500	20	10	
Pole	Cité Universitaire	Lits	2000	150	300
	Restaurant Universitaire	Personnes	500	50	25
Universitaire	Institut d'archéologie	Places	500	20	10
	Institut des sciences économiques et commercial	Places	1500	20	30
	Institut des droit et de sciences sociales	Places	2000	20	40
Services Intégrés (Poste, APC, banque....)	m ²	10000	0,5	5	
Maison de jeunes et salle polyvalente	m ²	4400	0,5	2,2	
Théâtre et cinéma	m ²	31000	0,5	15,5	
Centre nationale d'artisanats	m ²	30000	0,5	15	
Lycée+CEM	Elèves	920	20	18,4	
Gare routière	m ²	30000	0,5	15	
Centre de rééducation des sportifs	m ²	25000	1	25	
				Qmoy _{eq} = 635,7 m3/j	

$$Q_{\text{moy TOT2}} = Q_{\text{moy pop}} + Q_{\text{moy eq}}$$

$$Q_{\text{moy TOT2}} = 2650,05 + 635,7 = 3285,748 \text{ m}^3/\text{j}.$$

II.3.2.3 Etude des variations du débit:

Au cours du temps on observe des variations de la consommation, ces dernières ne sont pas uniformément réparties dans le temps à cause de l'irrégularité des consommations horaires, journalières et mensuelles comme suit:

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

En raison de ces variations et pour pallier à ce problème d'irrégularité, nous appliquons au débit moyen calculé le coefficient d'irrégularité journalière et le coefficient de d'irrégularité horaire.

II.3.2.3.1 Coefficients d'irrégularité:

a) Coefficient d'irrégularité maximale ($K_{max,j}$):

Il est défini comme étant le rapport entre la consommation maximale journalière et la consommation moyenne journalière:

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

Ce coefficient $K_{max,j}$ varie entre 1,1 et 1,3, il consiste à prévenir les fuites et les gaspillages au niveau du réseau en majorant la consommation moyenne de 10% à 30%.

Dans notre cas nous prenons $K_{max,j}=1,2$.

b) Coefficient d'irrégularité minimale ($K_{min,j}$):

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

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

Ce coefficient $K_{min,j}$ varie de 0,7 à 0,9.

Dans notre cas on prends $K_{min,j}=0,8$

c) Coefficient d'irrégularité maximal horaire ($K_{\max,h}$):

Il est défini comme étant le rapport entre la consommation horaire maximale et la consommation horaire moyenne.

$$K_{\max,h} = Q_{\max,h} / Q_{\text{moy},h}$$

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée. Il tient compte de l'accroissement de la population ainsi que leurs degré du confort; D'une manière générale, ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients : α_{\max} et β_{\max} ;

Tel que :

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

Avec :

α_{\max} : coefficient qui tient compte du développement industriel, du retard de consommation et des habitudes de la population, il varie de 1,2 à 1,4. Pour notre cas on prend $\alpha_{\max} = 1,3$.

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

Tab Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document..12: Variation du coefficient β_{\max} en fonction du nombre d'habitants.

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

Dans notre cas on prends $\beta_{\max}=1,3$

Tab II.13: Valeurs de β_{\max} et $K_{\max,h}$ pour notre cas.

Zone	Coefficient β_{\max}	$K_{\max,h}$
POS AU3 (étage 2)	1,3	1,69

Le coefficient horaire maximum est de l'ordre 1,4 à 1,7 donc selon l'ouvrage: Alimentation en eau potable des agglomérations de Mr Salah Boualem notre agglomération est à caractère domestique.

d) Coefficient d'irrégularité minimal horaire ($K_{\text{mix,h}}$):

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire qui nous permet d'évaluer le fonctionnement de notre réseau du point de vue pression dans le réseau:

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

Avec:

α_{min} : coefficient qui tient compte du développement industriel, du retard de consommation et des habitudes de la population. Il varie de 0,4 à 0,6. Pour notre cas on prend $\alpha_{\text{min}} = 0,5$.

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

Tab Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document..14: Variation du coefficient β_{min} en fonction du nombre d'habitants.

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

Dans notre cas: $\beta_{\text{min}}=0,4$

Tabl II.15: β_{min} et $K_{\text{min,h}}$ pour notre cas.

Zone	Coefficient β_{min}	$K_{\text{min,h}}$
POS AU3 (étage 2)	0,4	0,2

II.3.2.3.2 Détermination des débits journaliers:**a) Consommation maximale journalière ($Q_{\text{max,j}}$):**

Ce débit est relatif à la journée où la consommation est la plus grande durant l'année, elle est utilisée comme étant l'élément essentiel dans les calculs de dimensionnement en d'AEP.

Ce débit est donné par la relation suivante:

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

Avec :

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

$Q_{\text{moy,j}}$: débit moyen journalier en m^3/j ;

$K_{\text{max,j}}$: coefficient d'irrégularité maximale journalière.

On prend $K_{\text{max,j}} = 1,2$.

b) Consommation minimale journalière ($Q_{\min,j}$):

C'est le débit de la journée de faible consommation pendant l'année

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

On prend $K_{\min,j} : 0.8$

Les débits minimum journalier et maximum journalier sont représentés dans le tableau suivant :

Tab Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document..16: Débit minimum journalier et

Zone	Besoins Domestiques (m^3/j)	Besoins Des équipements (m^3/j)	$Q_{\min,j}$ (m^3/j)	$Q_{\max,j}$ (m^3/j)
POS AU3 (étage 2)	2650,05	636,7	2629,4	3944,1

maximum journalier.

II.3.2.3.3 Détermination des débits horaires:**a) Débit moyen horaire:**

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy},h} = Q_{\max,j} / 24$$

Avec:

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

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

b) Détermination du débit maximum horaire

Ce débit est déterminé par la relation suivante:

$$Q_{\max,h} = K_{\max,h} \cdot Q_{\text{moy},h}$$

Avec :

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

$K_{\max,h}$: coefficient d'irrégularité maximale horaire;

Le tableau suivant résume les résultats de calcul des débits moyens horaires et maximum horaires:

Tab Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document..17: Les débits moyens horaires et maximum horaires.

Zone	$Q_{\max,j}$ (m^3/j)	$Q_{\text{moy},h}$ (m^3/h)	$K_{\max,h}$	$Q_{\max,h}$ (m^3/h)

POS AU3 (étage 2)	3944,1	164,33	1,69	277,71
-------------------	--------	--------	------	--------

c) L'évaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants

Le débit horaire d'une agglomération varie en fonction de la population. La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants dans le tableau II.9 ci-dessus.

Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération, cette représentation est illustrée dans le tableau suivant:

Tab Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document..18: répartition horaire du $Q_{\max,j}$.

heures	C% popul	Q(m3/h)	C%(cumul)	Q Cumule
0-1	1,5	59,1615	1,5	59,1615
1-2	1,5	59,1615	3	118,323
2-3	1,5	59,1615	4,5	177,4845
3-4	1,5	59,1615	6	236,646
4-5	2,5	98,6025	8,5	335,2485
5-6	3,5	138,0435	12	473,292
6-7	4,5	177,4845	16,5	650,7765
7-8	5,5	216,9255	22	867,702
8-9	6,25	246,50625	28,25	1114,20825
9-10	6,25	246,50625	34,5	1360,7145
10-11	6,25	246,50625	40,75	1607,22075
11-12	6,25	246,50625	47	1853,727
12-13	5	197,205	52	2050,932
13-14	5	197,205	57	2248,137
14-15	5,5	216,9255	62,5	2465,0625
15-16	6	236,646	68,5	2701,7085
16-17	6	236,646	74,5	2938,3545
17-18	5,5	216,9255	80	3155,28
18-19	5	197,205	85	3352,485
19-20	4,5	177,4845	89,5	3529,9695
20-21	4	157,764	93,5	3687,7335
21-22	3	118,323	96,5	3806,0565
22-23	2	78,882	98,5	3884,9385
23-24	1,5	59,1615	100	3944,1
total	100	3944,1		

On note: le débit de pointe est repéré de 8h du matin jusqu'à midi avec un débit de:

$$Q_{p2} = 246,50625 \text{ m}^3/\text{h}$$

Remarque:

Le débit distribué dans le deuxième étage (2000 est) est égale à: $4130\text{m}^3/\text{j}$. (source Mission C model commune Tipaza SEAAL 2019)

Le débit de pointe total sera égale à la somme des débits de pointe du premier et du deuxième étage:

$$Q_p = 439,64625 + 246,50625 = 686,1525 \text{ m}^3/\text{h} = \mathbf{190,598 \text{ l/s}}$$

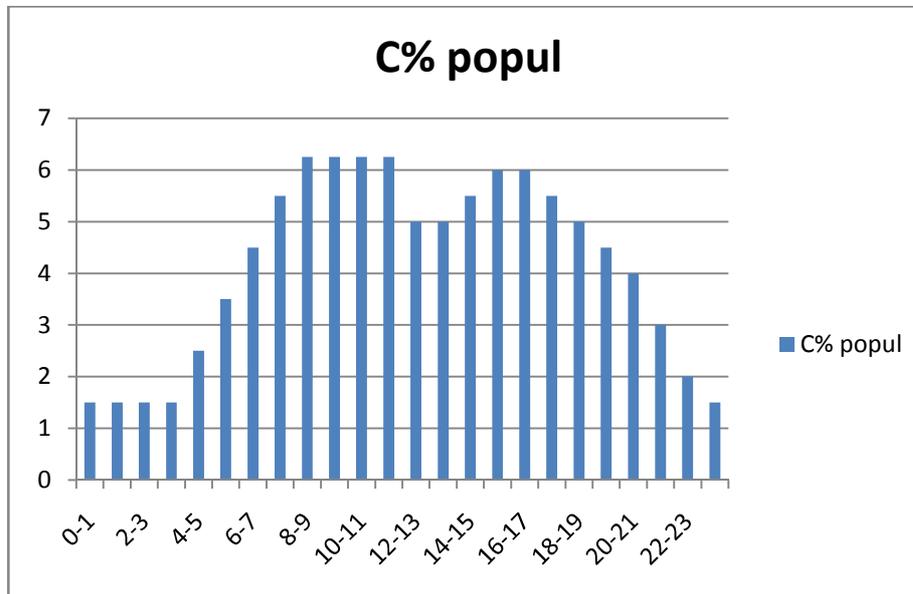
d) représentation graphique de la consommation:

fig II.3: Consommation horaire de la population

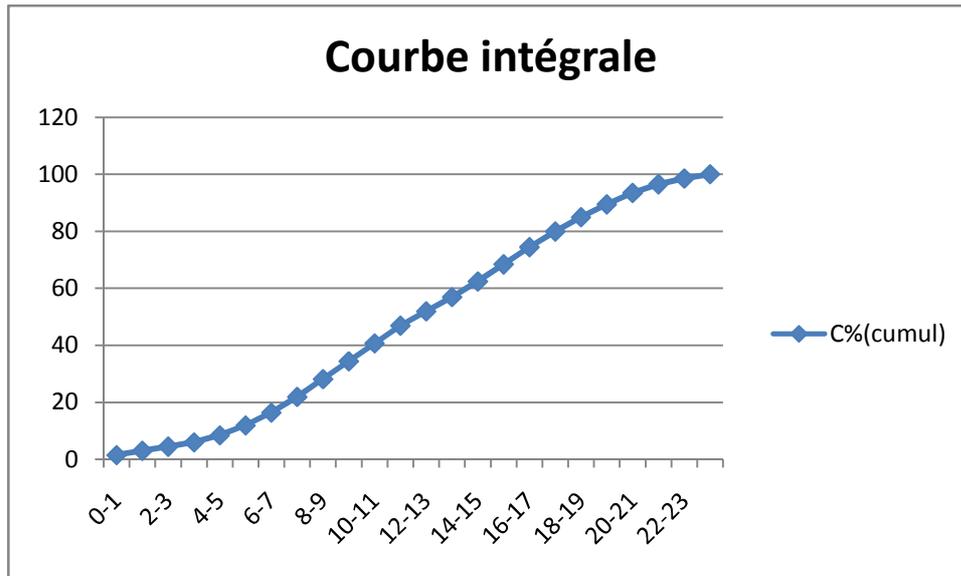


fig II.4: Courbe intégrale

II.4 Conclusion:

Dans ce chapitre nous avons réalisé le calcul de base, à savoir: l'évaluation de la population à l'horizon de calcul ainsi que la détermination des débits de consommation des différentes catégories de consommateurs dans les deux étages de notre agglomération.

Chapitre –III–
CALCUL HYDRAULIQUE

III.1 Introduction :

Dans cette partie du chapitre, nous allons dimensionner notre réseau d'AEP, réaliser une simulation hydraulique et réguler les pressions et les vitesses, en effet, ayant un terrain qui présente un dénivelé importante, il va de soit que les pressions et les vitesses doivent être vérifiés et régulés de telle façon à avoir un fonctionnement optimal du système. Pour le calcul des dimensions du réseau, il convient de se placer dans les hypothèses les plus défavorables. Les canalisations doivent être dimensionnées à partir du débit de pointe avec une pression de service suffisante. Avant de lancer cette simulation, nous allons tout d'abord déterminer les débits aux nœuds et les débits route pour chaque tronçon.

III.2 Calcul du réseau de distribution:

III.2.1 Choix du système de distribution:

Dans notre cas on a choisi le système de distribution avec **un réservoir de tête**. Dans ce système, la distribution sera gravitaire à partir du réservoir vers le réseau de distribution.

III.2.2 Choix du type de réseau :

Le choix du type de réseau s'effectue suivant l'importance et la structure de l'agglomération ainsi on distingue trois types de réseaux:

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

III.2.2.1 Le réseau ramifié :

Le réseau ramifié est constitué par une conduite principale et des conduites secondaires (branches) tout au long de la conduite principale : c'est un réseau arborescent qui n'assure aucune distribution de retour. Il suffit qu'une panne se produise sur la conduite principale pour que toute la population à l'aval soit privée d'eau.

III.2.2.2 Le réseau étagé :

Le réseau étagé est caractérisé par des différences de niveau très importantes, ce qui fait que la distribution d'eau par le réservoir donne de fortes pressions aux points les plus bas.

En effet, ce système nécessite l'installation d'un réservoir intermédiaire, alimenté par le premier qui permet de régulariser la pression dans le réseau.

III.2.2.3 Le réseau maillé :

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 aux réseaux ramifiés, l'alimentation en retour est possible, une simple manœuvre de robinet permet d'isoler le tronçon accidenté sur une éventuelle réparation et l'alimentation en aval se poursuit normalement.

Ils sont utilisés généralement dans les zones urbanisées et tendent à se généraliser dans les agglomérations rurales, sous forme associées à des réseaux ramifiés (limitation du nombre de mailles en conservant certaines ramifications).

Les réseaux de distribution de la ville de Tipaza sont de types maillés, nous avons donc opté pour ce choix vu les avantages qu'il présente.

III.2.3 Principe du tracé du réseau maillé :

Pour le tracé du réseau maillé nous devons suivre les étapes suivantes:

- Repérer les consommateurs importants par exemple les usines et les zones de forte densité
- 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).

Source (alimentation en eau potable des agglomérations Salah Boualem 2014).

III.2.4 Choix du matériau des conduites :

Le choix du matériau utilisé est en fonction de la pression, l'agressivité et la température dû aux eaux et au sol, et l'ordre économique (coût, disponibilité sur le marché, pose de canalisation), ainsi que la bonne jonction de la conduite avec les équipements auxiliaires (joints, coudes, vannes) permettent de faire le bon choix.

Parmi les matériaux à utiliser on distingue entre autres : L'acier, la fonte ductile, le PVC (polyvinyle de chlorure) et le PEHD (polyéthylène haute densité).

III.2.4.1 Tuyaux en fonte :

Les tuyaux en fonte présentent plusieurs avantages mais beaucoup plus des inconvénients.

III.2.4.1.1 Les avantages :

- Bonne résistance aux sollicitations du fluide ;
- Bonne résistance aux chocs et aux charges compressibles ;
- Longueur des conduites variant de 6 à 16m, ce qui réduit le nombre de joint, par conséquent, une réduction des risques de fuite
- Facilité de pose.

III.2.4.1.2 Les inconvénients :

- Sensible à la corrosion des sols agressifs, ce qui nécessite une protection cathodique et une maintenance rigoureuse ;
- Risque de déformation des conduites pendant leur transport et un cout très élevé pendant la pose ;
- Mauvaise résistance au cisaillement ;
- Une durée de vie d'environ 30 ans.

III.2.4.2 Tuyaux en acier :

Les tuyaux en acier sont beaucoup plus légers que les tuyaux en fonte d'où l'économie sur le transport et la pose.

III.2.4.2.1 Les avantages :

- Résistances aux contraintes (choc, écrasement.) ;
- Les tuyaux en acier permettent aussi une pression élevée.

III.2.4.2.2 Les inconvénients :

Leur principal inconvénient est la corrosion c'est-à-dire sensible à la corrosion des sols agressifs, ce qui nécessite une protection cathodique et une maintenance rigoureuse

III.2.4.3 Tuyaux en P.E.H.D :**III.2.4.3.1 Les avantages :**

- Bonne résistance à la corrosion interne, externe, microbologique et à l'entartage.
- Disponibilité sur le marché.
- Facilité de pose (grande flexibilité), Fiabilité au niveau des branchements (réduction de risque de fuite).
- Possibilité d'enroulement en couronne pour les petits diamètres ;
- Bonne caractéristique hydraulique (coefficient de rugosité très faible) ;
- Durée de vie prouvée par l'expérience et le test de vieillissement théoriquement de 50 ans à une température de 20°C.

III.2.4.3.2 Les inconvénients :

- Nécessite une grande technicité pour la jonction.

Dans notre cas, il sera convenable d'opter pour le polyéthylène vu les avantages qu'il procure.

III.2.5 Calcul hydraulique du réseau de distribution :

Le calcul du réseau de distribution se fera pour les deux cas suivants :

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

On procède comme suit:

- On détermine la longueur de chaque tronçon du réseau maillé ;
- On calcule le débit en route pendant l'heure de pointe ;
- On détermine le débit spécifique en considérant le débit en route.

Remarque :

A l'issue de notre tracé, et selon les données topographiques, on a remarqué qu'à partir du nœud n16 (limite du premier étage), la dénivelée devient importante, ce qui engendrera des fluctuations importantes au niveau des pressions (problème récurrent dans les réseaux étagés). Aux points bas, on aura de fortes pressions et aux points hauts de faibles pressions d'où la particularité et la difficulté de notre travail, qui réside essentiellement dans la régulation de la pression, et ce, en faisant un équilibre entre les points hauts et les points bas en choisissant la meilleure variante parmi ceux proposés.

III.2.5.1 Détermination des débits :**III.2.5.1.1 Débit route :**

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

$$\sum Q_r = Q_{\max h} - \sum Q_{\text{conc}} ; \quad (l/s) \quad \text{(III.1)}$$

$\sum Q_r$: Débit route total

$Q_{\max h}$: Débit maximal horaire

$\sum Q_{\text{conc}}$: Somme des débits concentrés

III.2.5.1.2 Débit spécifique :

Le débit spécifique est défini comme étant le rapport entre le débit route et la somme des longueurs de tous les tronçons. On détermine le débit spécifique par mètre linéaire selon la relation suivante:

$$Q_{\text{sp}} = \frac{\sum Q_r}{\sum L_i} \quad (l/s/m) \quad \text{(III.2)}$$

Q_{sp} : débit spécifique (l/s/m)

$\sum L_i$: somme des longueurs des tronçons du réseau (m)

III.2.5.1.3 Débits nodaux :

Le débit au nœud est concentré dans chaque point de jonction des conduites du réseau, on doit raisonner sur la base de la relation suivante :

$$Q_{n,i} = 0.5 \sum Q_{r,i-k} + \sum Q_{conc} \quad (l/s) \quad (III.3)$$

Avec : $Q_{n,i}$: débit au nœud i

$\sum Q_{r,i-k}$: somme des débits route des tronçons reliés au nœud i

$\sum Q_{conc}$: somme des débits concentrés au nœud.

Nous avons déterminer les formules qui nous permettrons de dimensionner notre réseau dans les deux cas à savoir: cas de pointe et cas de pointe + incendie.

Il est important de souligner que dans notre cas d'étude la somme des débits concentrés aux différents nœuds du réseau de distribution dans le cas de pointe est nulle ($\sum Q_{conc}=0$).

III.2.5.1.4 Débit d'incendie :

Il est plus que primordial de prévoir dans chaque réservoir, une réserve d'eau qui servira à l'extinction d'un éventuel incendie.

Le débit qu'il va falloir mobiliser est de l'ordre de $60 \text{ m}^3/\text{h}$ soit $16,67 \text{ l/s}$ et ce pour une durée de 2 heures.

On prévoit dans notre cas un débit de 17 l/s et une pression minimale à atteindre de 10m .

Ce débit doit être ajouté au nœud le plus éloigné dans le réseau, en outre lorsque la consommation est la plus importante (cas de pointe).

III.2.5.2 Dimensionnement des deux étages :**III.2.5.2.1 Calcul des débits :****III.2.5.2.1.1 Premier étage (2*500) :****A) Cas de pointe :**

Le cas de pointe est détecté à partir du graphique de consommation entre 8 heures et 12 heures comme suit:

$$Q_{\max h} = Q_{\text{pte}} = 439,64625 \text{ m}^3/\text{h} = 122,124 \text{ l/s} \text{ et } Q_{\text{conc}} = 0 \text{ l/s}$$

$$\text{Donc } Q_{\text{route}} = Q_{\text{pte}} - Q_{\text{conc}} = 122,124 - 0 = 122,124 \text{ l/s}$$

$$\Sigma L_i = 5644,93 \text{ m; donc : } Q_{\text{sp}} = 122,124 / 5644,93 = 0,022 \text{ l/s/m}$$

Au final, le débit spécifique est : **$Q_{\text{sp}} = 0,022 \text{ l/s/m}$**

Tab III.1: Récapitulatif du calcul des débits: cas de pointe

Heure de pointe (08 heures à 12 heures)	$Q_{\text{pte}} \text{ (l/s)}$	122,124
	$Q_{\text{route}} \text{ (l/s)}$	122,124
	$\Sigma L_i \text{ (m)}$	5644,93
	$Q_{\text{sp}} \text{ (l/s/m)}$	0,022

Remarque:

Les calculs effectués vont nous permettre de calculer les débits routes dans chaque tronçon ainsi que les débits nodaux.

Les résultats de calculs des débits routes (repérés dans chaque tronçon) ainsi que les débits nodaux à partir du débits spécifique en cas de pointe sont représentés dans le tableau Tab III.2 comme suit:

Tab III.2: Calculs des débits routes et des débits aux nœuds: cas de pointe (étage 2*500)

Nœuds	Tronçon	Longueur	Qsp	Qr	0,5ΣQr	Qn																																																																																																
N°	N°	(m)	(l/s/m)	(l/s)	(l/s)	(l/s)																																																																																																
1	C1	322,08	0,022	7,15	5,736	5,736																																																																																																
	C10	194,69		4,322			2	C1	322,08	7,15	6,064	6,064	C2	224,23	4,978	3	C2	224,23	4,978	5,594	5,594	C3	279,65	6,21	4	C3	279,65	6,21	13,99	13,99	C4	366,89	8,145	C12	613,71	13,624	5	C4	366,89	8,145	17,101	17,101	C11	576,76	12,804	C5	162	3,596	C15	435	9,657	6	C5	162	3,596	8,563	8,563	C6	280	6,216	C17	329,43	7,313	7	C6	280	6,216	7,61	7,61	C7	56,13	1,247	C18	352,6	7,757	8	C7	56,13	1,247	3,097	3,097	C8	222,8	4,946	9	C8	222,8	4,946	4,27	4,27	C9	161,84	3,593	10	C10	174,69	3,88	10,139	10,139	C11	576,76	12,804
2	C1	322,08		7,15	6,064	6,064																																																																																																
	C2	224,23		4,978			3	C2	224,23	4,978	5,594	5,594	C3	279,65	6,21	4	C3	279,65	6,21	13,99	13,99	C4	366,89	8,145		C12	613,71	13,624			5	C4	366,89	8,145	17,101	17,101		C11	576,76	12,804			C5	162	3,596	C15	435	9,657	6	C5	162		3,596	8,563	8,563			C6	280	6,216	C17	329,43	7,313		7	C6	280			6,216	7,61	7,61	C7	56,13	1,247	C18	352,6	7,757	8	C7	56,13	1,247	3,097	3,097	C8	222,8	4,946	9	C8	222,8	4,946	4,27	4,27		C9	161,84	3,593			10	C10	174,69
3	C2	224,23		4,978	5,594	5,594																																																																																																
	C3	279,65		6,21			4	C3	279,65	6,21	13,99	13,99	C4	366,89	8,145		C12	613,71	13,624			5	C4	366,89	8,145	17,101	17,101	C11	576,76	12,804		C5	162	3,596			C15	435	9,657	6	C5	162	3,596	8,563	8,563	C6	280	6,216		C17	329,43	7,313	7			C6	280	6,216	7,61	7,61	C7	56,13	1,247	C18		352,6	7,757	8	C7	56,13			1,247	3,097	3,097	C8	222,8	4,946	9	C8	222,8	4,946	4,27	4,27	C9	161,84	3,593	10	C10	174,69	3,88	10,139	10,139	C11	576,76	12,804	C9	161,84	3,593			
4	C3	279,65		6,21	13,99	13,99																																																																																																
	C4	366,89		8,145																																																																																																		
	C12	613,71		13,624																																																																																																		
5	C4	366,89		8,145	17,101	17,101																																																																																																
	C11	576,76		12,804																																																																																																		
	C5	162		3,596																																																																																																		
	C15	435		9,657																																																																																																		
6	C5	162		3,596	8,563	8,563																																																																																																
	C6	280		6,216																																																																																																		
	C17	329,43		7,313																																																																																																		
7	C6	280		6,216	7,61	7,61																																																																																																
	C7	56,13		1,247																																																																																																		
	C18	352,6		7,757																																																																																																		
8	C7	56,13		1,247	3,097	3,097																																																																																																
	C8	222,8	4,946																																																																																																			
9	C8	222,8	4,946	4,27	4,27																																																																																																	
	C9	161,84	3,593																																																																																																			
10	C10	174,69	3,88	10,139	10,139																																																																																																	
	C11	576,76	12,804																																																																																																			
	C9	161,84	3,593																																																																																																			

Nœuds	Tronçon	Longueur		Qr	0,5ΣQr	Qn
N°	N°	(m)		(l/s)	(l/s)	(l/s)
11	C12	613,71		13,624	7,935	7,649
	C13	75,36		1,673		
12	C13	75,36		1,673	4,722	4,722
	C14	350		7,77		
13	C14	350		7,77	12,794	12,794
	C15	435		9,657		
	C16	367,59		8,161		
14	C16	367,59		8,161	7,737	7,737
	C17	329,43		7,313		
15	C18	352,6		7,757	6,922	6,922
	C19	274,17		6,087		

B) Cas de pointe + incendie :

En cas d'incendie, il ya lieu de prévoir un volume d'incendie de 120 m³, pour un incendie de deux heures, soit un débit de 17 l/s à ajouter au débit de pointe horaire avec:

$$Q_{p+inc} = 122,124 + 17 = 139,124 \text{ l/s}$$

On opte pour l'ajout de ce débit d'incendie au niveau du nœud n13 (pour le premier étage) et ce pour divers raisons:

- C'est un point haut et éloigné;
- Présence d'un grand parc urbain de 197000m² à gauche du nœud (extension forestière par plantation d'arbustes qui pourrai constituer un risque élevé d'incendie) ;
- Présence d'une forêt à droite du nœud ;
- Présence d'une grande partie d'habitations collectifs (construction d'immeubles de l'AADL) et d'infrastructures divers où le risque d'incendie est élevé.

Dans ce cas, le calcul s'effectue de la même manière que le cas précédent, cependant on doit s'assurer que le débit d'incendie donné par le réservoir d'alimentation (17 l/s) se trouve au point le n13.

Tab III.3 : Calcul des débits routes et des débits aux nœuds: cas de pointe + incendie (étage 2*500)

Nœuds	Tronçon	Longueur	Qsp	Qr	0,5ΣQr	Qn																																																																																																									
N°	N°	(m)	(l/s/m)	(l/s)	(l/s)	(l/s)																																																																																																									
1	C1	322,08	0,022	7,15	5,736	5,736																																																																																																									
	C10	194,69		4,322			2	C1	322,08	7,15	6,064	6,064	C2	224,23	4,978	3	C2	224,23	4,978	5,594	5,594	C3	279,65	6,21	4	C3	279,65	6,21	13,99	13,99	C4	366,89	8,145	C12	613,71	13,624	5	C4	366,89	8,145	17,101	17,101	C11	576,76	12,804	C5	162	3,596	C15	435	9,657	6	C5	162	3,596	8,563	8,563	C6	280	6,216	C17	329,43	7,313	7	C6	280	6,216	7,61	7,61	C7	56,13	1,247	C18	352,6	7,757	8	C7	56,13	1,247	3,097	3,097	C8	222,8	4,946	9	C8	222,8	4,946	4,27	4,27	C9	161,84	3,593	10	C10	174,69	3,88	10,139	10,139	C11	576,76	12,804	C9	161,84	3,593	11	C12	613,71	13,624	7,935	7,649
2	C1	322,08		7,15	6,064	6,064																																																																																																									
	C2	224,23		4,978			3	C2	224,23	4,978	5,594	5,594	C3	279,65	6,21	4	C3	279,65	6,21	13,99	13,99	C4	366,89	8,145		C12	613,71	13,624			5	C4	366,89	8,145	17,101	17,101		C11	576,76	12,804			C5	162	3,596	C15	435	9,657	6	C5	162		3,596	8,563	8,563			C6	280	6,216	C17	329,43	7,313		7	C6	280			6,216	7,61	7,61	C7	56,13	1,247	C18	352,6	7,757	8	C7	56,13	1,247	3,097	3,097	C8	222,8	4,946	9	C8	222,8	4,946	4,27	4,27		C9	161,84	3,593			10	C10	174,69	3,88	10,139	10,139	C11	576,76	12,804	C9	161,84	3,593
3	C2	224,23		4,978	5,594	5,594																																																																																																									
	C3	279,65		6,21			4	C3	279,65	6,21	13,99	13,99	C4	366,89	8,145		C12	613,71	13,624			5	C4	366,89	8,145	17,101	17,101	C11	576,76	12,804		C5	162	3,596			C15	435	9,657	6	C5	162	3,596	8,563	8,563	C6	280	6,216		C17	329,43	7,313	7			C6	280	6,216	7,61	7,61	C7	56,13	1,247	C18		352,6	7,757	8	C7	56,13			1,247	3,097	3,097	C8	222,8	4,946	9	C8	222,8	4,946	4,27	4,27	C9	161,84	3,593	10	C10	174,69	3,88	10,139	10,139	C11	576,76	12,804	C9	161,84	3,593		11	C12	613,71			13,624	7,935	7,649	C13	75,36	1,673
4	C3	279,65		6,21	13,99	13,99																																																																																																									
	C4	366,89		8,145																																																																																																											
	C12	613,71		13,624			5	C4	366,89	8,145	17,101	17,101	C11	576,76	12,804	C5	162	3,596	C15	435	9,657		6	C5	162			3,596	8,563	8,563	C6	280	6,216	C17	329,43	7,313	7	C6	280	6,216	7,61	7,61	C7	56,13	1,247	C18	352,6	7,757	8	C7	56,13	1,247	3,097	3,097	C8	222,8	4,946	9	C8	222,8	4,946	4,27	4,27	C9	161,84	3,593	10	C10	174,69	3,88	10,139	10,139	C11	576,76	12,804	C9	161,84	3,593	11	C12	613,71	13,624	7,935	7,649	C13	75,36	1,673																								
5	C4	366,89		8,145	17,101	17,101																																																																																																									
	C11	576,76		12,804																																																																																																											
	C5	162		3,596																																																																																																											
	C15	435		9,657																																																																																																											
6	C5	162		3,596	8,563	8,563																																																																																																									
	C6	280		6,216																																																																																																											
	C17	329,43		7,313																																																																																																											
7	C6	280		6,216	7,61	7,61																																																																																																									
	C7	56,13		1,247																																																																																																											
	C18	352,6	7,757																																																																																																												
8	C7	56,13	1,247	3,097	3,097																																																																																																										
	C8	222,8	4,946																																																																																																												
9	C8	222,8	4,946	4,27	4,27																																																																																																										
	C9	161,84	3,593																																																																																																												
10	C10	174,69	3,88	10,139	10,139																																																																																																										
	C11	576,76	12,804																																																																																																												
	C9	161,84	3,593																																																																																																												
11	C12	613,71	13,624	7,935	7,649																																																																																																										
	C13	75,36	1,673																																																																																																												

Nœuds	Tronçon	Longueur	Qsp	Qr	0,5ΣQr	Qn
N°	N°	(m)	(l/s/m)	(l/s)	(l/s)	(l/s)
12	C13	75,36	0,022	1,673	4,722	4,722
	C14	350		7,77		
13	C14	350		7,77	12,794	29,794
	C15	435		9,657		
	C16	367,59		8,161		
14	C16	367,59		8,161	7,737	7,737
	C17	329,43		7,313		
15	C18	352,6		7,757	6,922	6,922
	C19	274,17		6,087		

III.2.5.2.1.2 Deuxième étage (étage 2000 EST) :

A) Cas de pointe :

Le cas de pointe est détecté à partir du graphique de consommation entre 8 heures et 12 heures comme suit:

$$Q_{\max h} = Q_{\text{pte}} = 246,50625 \text{ m}^3/\text{h} = 68,474 \text{ l/s} \text{ et } Q_{\text{conc}} = 0 \text{ l/s}$$

$$\text{Donc } Q_{\text{route}} = Q_{\text{pte}} - Q_{\text{conc}} = 68,474 - 0 = 68,474 \text{ l/s}$$

$$\Sigma L_i = 5461,22 \text{ m}; \text{ donc : } Q_{\text{sp}} = 68,474 / 5461,22 = 0,012 \text{ l/s/m}$$

Au final, le débit spécifique est : $Q_{\text{sp}} = 0,012 \text{ l/s/m}$

Tab III.4: Récapitulatif du calcul des débits: cas de pointe

Heure de pointe (08 heures à 12heures)	Q_{pte} (l/s)	68,474
	Q_{route} (l/s)	68,474
	ΣLi (m)	5461,22
	Q_{sp} (l/s/m)	0,012

Remarque:

Les calculs effectués vont nous permettre de calculer les débits routes dans chaque tronçon ainsi que les débits nodaux.

Les résultats de calculs des débits routes (repérés dans chaque tronçon) ainsi que les débits nodaux à partir du débits spécifique en cas de pointe sont représentés dans le tableau Tab III.5 comme suit:

Tab III.5: Calcul des débits routes et des débits aux nœuds: cas de pointe (étage 2000EST)

Nœuds	Tronçon	Longueur	Q_{sp}	Q_r	$0,5\Sigma Q_r$	Q_n
N°	N°	(m)	(l/s/m)	(l/s)	(l/s)	(l/s)
16	C20	21,54	0,012	0,258	3,777	3,777
	C21	229,45		2,822		
	C25	363,83		4,475		
17	C21	229,45		2,822	5,511	5,511
	C22	172,66		2,173		
	C24	490		6,027		
18	C22	172,66		2,124	3,103	3,103
	C23	331,88		4,082		
19	C23	331,88		4,082	9,562	9,562
	C24	490		6,027		
	C27	299,12		3,7		
	C28	432,13		5,315		
20	C27	299,12	3,7	3,838	3,838	
	C26	323,29	3,976			

Nœuds	Tronçon	Longueur	Qsp	Qr	0,5ΣQr	Qn
N°	N°	(m)	(l/s/m)	(l/s)	(l/s)	(l/s)
21	C41	51,37	0,012	0,632	4,542	4,542
	C25	363,83		4,475		
	C26	323,29		3,976		
22	C41	51,37		0,632	4,744	4,744
	C31	344,5		4,237		
	C32	375,39		4,62		
23	C32	375,39		4,173	4,732	4,732
	C33	430,12		5,29		
24	C33	430,12		5,29	4,14	4,14
	C34	242,8		2,99		
25	C34	242,8		2,99	4,55	4,55
	C35	497,03		6,11		
26	C35	497,03		6,11	3,368	3,368
	C36	63,64		0,626		
27	C30	429,73		5,29	5,155	5,155
	C31	344,5		4,24		
	C36	63,64		0,78		
28	C30	429,73		5,29	4,95	4,95
	C39	374,95		4,61		
29	C39	374,95		4,61	2,81	2,81
	C38	45,96		0,57		
	C40	35,37		0,435		
30	C38	45,96		0,57	2,942	2,942
	C28	432,13		5,315		

B) Cas de pointe + incendie :

En cas d'incendie, il ya lieu de prévoir un volume d'incendie de 120 m^3 , pour un incendie de deux heures, soit un débit de 17 l/s à ajouter au débit de pointe horaire avec:

$$Q_{p+inc} = 68,474 + 17 = 85,474 \text{ l/s}$$

On ajoute ce débit au niveau du nœud n28 pour les raisons suivantes :

- C'est un point haut ;
- Présence de la résidence universitaire et divers habitations collectifs au voisinage du point.

Il est toujours important de positionner le nœud de débit d'incendie au point le plus défavorable, et ce pour satisfaire la demande en tout point.

Dans ce cas, le calcul s'effectue de la même manière que le cas précédent, cependant on doit s'assurer que le débit d'incendie donné par le réservoir d'alimentation (17 l/s) se trouve au point le n28.

Les résultats de calcul du cas de pointe et d'incendie sont représentés dans le tableau III.6.

Tab III.6 : calcul des débits routes et des débits aux nœuds: cas de pointe + incendie (étage 2000EST)

Nœuds	Tronçon	Longueur	Qsp	Qr	0,5ΣQr	Qn
N°	N°	(m)	(l/s/m)	(l/s)	(l/s)	(l/s)
16	C20	21,54	0,012	0,258	3,777	3,777
	C21	229,45		2,822		
	C25	363,83		4,475		
17	C21	229,45		2,822	5,511	5,511
	C22	172,66		2,173		
	C24	490		6,027		
18	C22	172,66		2,124	3,103	3,103
	C23	331,88		4,082		
19	C23	331,88		4,082	9,562	9,562
	C24	490		6,027		
	C27	299,12		3,7		
	C28	432,13		5,315		
20	C27	299,12		3,7	3,838	3,838
	C26	323,29		3,976		
21	C41	51,37		0,632	4,542	4,542
	C25	363,83		4,475		
	C26	323,29		3,976		
22	C41	51,37		0,632	4,744	4,744
	C31	344,5		4,237		
	C32	375,39		4,62		
23	C32	375,39		4,173	4,732	4,732
	C33	430,12		5,29		
24	C33	430,12		5,29	4,14	4,14
	C34	242,8		2,99		
25	C34	242,8		2,99	4,55	4,55
	C35	497,03		6,11		
26	C35	497,03		6,11	3,368	3,368
	C36	63,64		0,626		

Nœuds	Tronçon	Longueur	Qsp	Qr	0,5ΣQr	Qn
N°	N°	(m)	(l/s/m)	(l/s)	(l/s)	(l/s)
27	C30	429,73	0,012	5,29	5,155	5,155
	C31	344,5		4,24		
	C36	63,64		0,78		
28	C30	429,73		5,29	4,95	21,95
	C39	374,95		4,61		
29	C39	374,95		4,61	2,81	2,81
	C38	45,96		0,57		
	C40	35,37		0,435		
30	C38	45,96		0,57	2,942	2,942
	C28	432,13		5,315		

III.2.5.2.2 Calcul hydraulique du réseau de distribution :

III.2.5.2.2.1 Détermination des diamètres avantageux :

Les diamètres avantageux sont donnés dans le tableau 4 en fonction des débits véhiculés dans chaque tronçon.

Tab III.7 : 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

Suite à la répartition arbitraire des débits que nous avons effectués, nous pouvons alors déterminer le diamètre avantageux dans chaque tronçon.

Tab III.8 : Débit en fonction des diamètres avantageux

tronçons	débit de transit	Dext	Dint
	(l/s)	(mm)	(mm)
C1	2,25	75	63,8
C2	3,81	75	63,8
C3	9,41	110	96,8
C4	25,29	200	176,2
C5	59,11	250	220,4
C6	96,28	315	277,6
C7	11,32	125	110,2
C8	8,22	110	96,8
C9	3,95	75	63,8
C10	8	110	96,8
C11	14,18	125	110,2
C12	1,89	75	63,8
C13	5,67	75	63,8
C14	10,48	110	96,8
C15	2,55	75	63,8
C16	20,86	200	176,2
C17	28,60	200	176,2
C18	115,2	315	277,6
C19	122,12	315	277,6
C20	0,14	75	63,8
C21	13,11	110	96,8
C22	2,92	75	63,8
C23	6,03	75	63,8
C24	15,70	160	141
C25	9,47	110	96,8
C26	1,70	75	63,8
C27	5,54	75	63,8
C28	36,83	200	176,2
C30	20,05	200	176,2
C31	1,83	75	63,8

tronçons	débit de transit	Dext	Dint
	(l/s)	(mm)	(mm)
C32	3,71	75	63,8
C33	1,02	75	63,8
C34	5,16	75	63,8
C35	9,71	110	96,8
C36	13,08	125	110,2
C37	fermée	315	277,6
C38	39,77	200	176,2
C39	25,01	200	176,2
C41	6,63	75	63,8
C40	68,47	315	277,6

Dans chaque tronçon du réseau transigent deux débits différents suivant les deux cas (cas de pointe et cas de pointe plus incendie). Le diamètre de ce tronçon sera déterminé ainsi, en considérant le débit maximum parmi les deux débits et en respectant la fourchette de la vitesse admissible pour un réseau d'AEP.

Les vitesses recommandés dans un réseau d'AEP, est compris entre 0,3 à 1,5m/s, voire 2m/s en cas d'incendie.

Il ya lieu d'éviter, dans la mesure du possible, les vitesses faibles, car elles favorisent les dépôts de sable et rendent difficile l'évacuation de l'air dissous dans l'eau vers les points hauts.

Il faut également éviter, dans la mesure du possible, les vitesses supérieurs à 1,5m/s en cas de pointe et 2m/s en cas d'incendie, car elles impliquent des pertes de charge importantes.

La simulation du comportement hydraulique et la correction des diamètres se fait à la base du logiciel EPANET 2.0.

III.2.5.2.2 Présentation du logiciel EPANET 2.0:

1. Définition :

C'est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et de la qualité de l'eau instantanément ou sur de longues durée dans les réseaux sous pression. Il calcule le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque nœuds, le niveau de l'eau dans les réservoirs et la concentration en substance chimiques dans les différentes parties du réseau, au cours d'une durée de simulation. Le logiciel est capable également de calculer le temps de séjours et de suivre l'origine de l'eau. Il a pour objectif de fournir une meilleure compréhension de l'écoulement et de l'usage de l'eau dans les systèmes de distribution.

2. Exemple d'application :

- Calage d'un modèle hydraulique ;
- Définition d'un programme de prélèvement d'échantillons.

EPANET 2.0 peut être considéré comme étant un outil d'aide à la gestion d'un réseau, et ce en fournissant de l'aide pour la recherche de stratégies pour gérer un réseau tel que :

- Modifier le réseau de pompage ou de marnage des réservoirs ;
- Planifier l'entretien et le remplacement de certaines canalisations.

Dans notre cas, on s'intéresse à la simulation du comportement hydraulique.

3. Etapes d'utilisation d'EPANET 2.0:

Pour modéliser un système de distribution d'eau sur EPANET 2.0, les étapes sont les suivantes:

- Dessiner un réseau représentant le système de distribution ou importer le schéma;
- Saisir les propriétés des éléments;
- Décrire le fonctionnement du système;
- Sélectionner un ensemble d'option de simulation;
- Lancer une simulation hydraulique et visualiser les résultats.

4. Données propres au logiciel :

La rugosité est donnée selon la nature des matériaux utilisés. Dans notre cas on a opté pour le PEHD ($\varepsilon = 0,0015$ mm).

Les pertes de charge sont données par le logiciel suivant la formule de DARCY-WEISBACH :

$$\Delta H = \frac{8\lambda L Q^2}{\pi^2 g D^5} \quad (\text{III.4})$$

Tel que :

$$\lambda = (1.14 - 0,86 \ln(\varepsilon/D))^{-2} \quad (\text{La formule de NIKHRADZE}) \quad (\text{III.5})$$

Avec :

ΔH : perte de charge (m)

λ : coefficient de frottement

ε : la rugosité de la conduite (mm)

L : longueur du tronçon (m)

Q : débit dans le tronçon (m^3/s)

g : l'accélération de gravité $g=9.81(\text{m}/\text{s}^2)$

D : diamètre de la conduite.

III.2.5.2.2.3 Pression au sol:

La pression au sol en un point donné est la différence entre la cote piézométrique et la cote du sol en ce point, elle est formulée ainsi:

$$P_{\text{sol}} = \text{CPZ} - \text{CTN}, \text{ m} \quad \text{(III.6)}$$

CPZ : cote piézométrique, en m

CTN : cote du terrain naturel, en m

La cote piézométrique entre deux points 1 et 2 est traduite par la relation:

$$\text{CPZ1} = \text{CPZ2} \pm \Delta H \quad \text{(III.7)}$$

ΔH : perte de charge du tronçon 1-2

\pm : Signe qui dépend du sens d'écoulement

Selon la hauteur des immeubles, on prévoit les pressions suivantes:

12 à 15 m : pour un étage.

16 à 19 m : pour 2 étages.

20 à 23 m : pour 3 étages.

24 à 27 m : pour 4 étages.

D'une façon générale, on peut écrire :

$$P_{\text{sol}} = 10 + 4n \quad \text{(III.8)}$$

n : nombre de l'étage

4 : hauteur de l'étage, en m

Pour notre cas, nous prévoyons une pression qui suffira pour 5 étages (nombre d'étages de la majorité des immeubles de notre zone) soit une pression à assurer de 30 m.

III.2.5.2.2.4 Résultats de la simulation:**A) Cas de pointe :****A.1) Résultats de simulation au niveau des arcs:**

Les vitesses et les pertes de charge dans le réseau de distribution sont données par le tableau III.9.

Tab III.9: État des Arcs du Réseau

ID Arc	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
	m	mm	LPS	m/s	m/km
Tuyau C14	350	110,2	10,48	1,10	12,10
Tuyau C16	367,59	141	20,86	1,34	12,96
Tuyau C5	162	220,2	59,11	1,55	9,99
Tuyau C4	366,89	141	25,29	1,62	18,76
Tuyau C10	194,69	96,8	-7,99	1,09	13,89
Tuyau C1	322,08	63,8	-2,25	0,70	10,34
Tuyau C20	21,54	141	0,14	0,01	0,00
Tuyau C27	299,12	79,2	-5,54	1,12	19,12
Tuyau C31	344,5	63,8	-1,83	0,57	6,99
Tuyau C32	375,39	96,8	-3,71	0,50	3,27
Tuyau C34	242,8	110,2	5,16	0,54	3,17
Tuyau C25	363,83	110,2	9,47	0,99	9,96
Tuyau C26	323,29	63,8	-1,70	0,53	6,14
Tuyau C11	576,76	110,2	14,18	1,49	21,59
Tuyau C9	161,84	63,8	-3,95	1,24	30,04
Tuyau C12	613,71	63,8	1,89	0,59	7,45
Tuyau C15	435	63,8	-2,55	0,80	13,03
Tuyau C18	352,6	352,6	-115,20	1,18	3,32
Tuyau C17	329,43	176,2	28,60	1,17	7,66
Tuyau C8	222,8	79,2	8,22	1,67	40,76
Tuyau C7	56,13	110,2	-11,32	1,19	14,01
Tuyau C3	279,65	96,8	9,41	1,28	18,99
Tuyau C2	224,23	63,8	3,81	1,19	28,07
Tuyau C6	280	352,6	-96,28	0,99	2,35

ID Arc	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
	m	mm	LPS	m/s	m/km
Tuyau C13	75,36	79,2	-5,76	1,17	20,58
Tuyau C21	229,45	176,2	-13,11	0,54	1,75
Tuyau C22	172,66	79,2	-2,92	0,59	5,70
Tuyau C24	490	141	-15,70	1,01	7,51
Tuyau C23	331,88	96,8	-6,03	0,82	8,13
Tuyau C28	432,13	220,4	36,83	0,97	4,01
Tuyau C30	429,73	141	20,06	1,28	12,01
Tuyau C41	51,37	110,2	6,63	0,69	5,07
Tuyau C33	430,12	63,8	-1,02	0,32	2,39
Tuyau C35	497,03	141	-9,71	0,62	3,03
Tuyau C36	62,64	141	-13,08	0,84	5,31
Tuyau C40	35,37	352,6	67,59	0,69	1,20
Tuyau C38	45,96	220,4	-39,77	1,04	4,64
Tuyau C39	394,95	176,2	25,01	1,03	5,93
Tuyau C19	274,17	440,6	-122,12	0,80	1,21

Remarque:

En cas de pointe, les vitesses sont pratiquement toutes acceptables (dans l'intervalle préconisé) à l'exception du tronçon C20 où cette dernière est en dessous de l'intervalle avec 0,01 m/s et les tronçons C4 et C8 où cette dernière est légèrement au dessus de l'intervalle avec respectivement 1,62 m/s et 1,67 m/s

A.2) Les résultats de simulation au niveau des nœuds:

Les charges et les pressions au niveau de chaque nœud sont données dans le tableau Tab III.10.

Tab III.10 :Etat des nœuds du réseau

ID Noeud	Altitude	Demande Base	Charge	Pression
	m	LPS	m	m
Noeud n12	86,52	4,722	177,70	91,18
Noeud n14	79,36	7,737	186,69	107,33
Noeud n11	82,98	7,649	176,15	93,17
Noeud n6	51,33	8,563	189,22	137,89
Noeud n13	72,83	12,794	181,93	109,10
Noeud n9	29,53	4,27	180,01	150,48
Noeud n4	55	13,99	180,72	125,72
Noeud n2	35	6,064	169,11	134,11
Noeud n10	24,64	10,139	175,15	150,51
Noeud n5	49,7	17,101	187,60	137,90
Noeud n1	25,74	5,736	172,44	146,70
Noeud n21	111,45	4,542	178,31	66,86
Noeud n16	73,41	3,777	181,93	108,52
Noeud n19	125,52	9,562	186,01	60,49
Noeud n22	112,99	4,744	178,05	65,06
Noeud n20	143,71	3,838	180,29	36,58
Noeud n23	114,42	4,732	176,82	62,40
Noeud n25	143,17	4,55	178,62	35,45
Noeud n24	127,55	4,14	177,85	50,30
Noeud n27	161,5	5,155	180,45	18,95
Noeud n26	156,62	3,368	180,12	23,50
Noeud n30	181,42	2,942	187,74	6,32
Noeud n7	48,79	7,61	189,88	141,09
Noeud n15	66,2	6,922	191,05	124,85
Noeud n8	40,139	3,097	189,09	148,95
Noeud n3	44,6	5,594	175,41	130,81
Noeud n18	85,44	3,103	183,32	97,88
Noeud n17	85,889	5,511	182,33	96,44
Noeud n28	177,61	4,95	185,62	8,01
Noeud n29	184,83	2,81	187,96	3,13
Noeud RV2*500	68	Sans Valeur	191,38	123,38
RV2000EST	186	Sans Valeur	191,00	5,00

Remarque:

Les pressions au niveau de l'étage premier (2*500) sont tous excessivement élevés, de même que pour le deuxième étage à l'exception de quatre nœuds n20, n25, n26 et n27; d'où l'ambiguïté de notre étude qui est de palier à cette pression exagérée et permettre l'apparition de pressions acceptables pour un bon fonctionnement du réseau.

B) Cas de pointe + incendie :**B.1) Résultats de simulation au niveau des arcs:**

Les vitesses et les pertes de charge dans le réseau de distribution sont données par le tableau III.11.

Tab III.11: Etat des arcs du réseau (pointe + inc)

ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Débit LPS	Vitesse m/s	Pert.Charge Unit. m/km
Tuyau C14	350	110,2	10,48	1,10	12,10
Tuyau C16	367,59	141	20,86	1,34	12,96
Tuyau C5	162	220,2	59,11	1,55	9,99
Tuyau C4	366,89	141	25,29	1,62	18,76
Tuyau C10	194,69	96,8	-7,99	1,09	13,89
Tuyau C1	322,08	63,8	-2,25	0,70	10,34
Tuyau C20	21,54	141	-16,86	1,08	8,62
Tuyau C27	299,12	79,2	-6,74	1,37	27,82
Tuyau C31	344,5	63,8	-2,67	0,84	14,26
Tuyau C32	375,39	96,8	-3,01	0,41	2,22
Tuyau C34	242,8	110,2	5,86	0,61	4,02
Tuyau C25	363,83	110,2	6,72	0,71	5,21
Tuyau C26	323,29	63,8	-2,90	0,91	16,70
Tuyau C11	576,76	110,2	14,18	1,49	21,59
Tuyau C9	161,84	63,8	-3,95	1,24	30,04
Tuyau C12	613,71	63,8	1,89	0,59	7,45
Tuyau C15	435	63,8	-2,55	0,80	13,03
Tuyau C18	352,6	352,6	-115,20	1,18	3,32
Tuyau C17	329,43	176,2	28,60	1,17	7,66
Tuyau C8	222,8	79,2	8,22	1,67	40,76

ID Arc	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
	m	mm	LPS	m/s	m/km
Tuyau C7	56,13	110,2	-11,32	1,19	14,01
Tuyau C3	279,65	96,8	9,41	1,28	18,99
Tuyau C2	224,23	63,8	3,81	1,19	28,07
Tuyau C6	280	352,6	-96,28	0,99	2,35
Tuyau C13	75,36	79,2	-5,76	1,17	20,58
Tuyau C21	229,45	176,2	-27,37	1,12	7,04
Tuyau C22	172,66	79,2	-6,18	1,25	23,55
Tuyau C24	490	141	-26,70	1,71	20,84
Tuyau C23	331,88	96,8	-9,28	1,26	18,51
Tuyau C28	432,13	220,4	52,28	1,37	7,85
Tuyau C30	429,73	141	21,60	1,38	13,85
Tuyau C41	51,37	110,2	5,09	0,53	3,08
Tuyau C33	430,12	63,8	-1,72	0,54	6,25
Tuyau C35	497,03	141	-10,41	0,67	3,45
Tuyau C36	62,64	141	-13,78	0,88	5,86
Tuyau C40	35,37	352,6	101,59	1,04	2,61
Tuyau C38	45,96	220,4	-55,22	1,45	8,72
Tuyau C39	394,95	176,2	43,55	1,79	17,23
Tuyau C19	274,17	440,6	-122,12	0,80	1,21

Remarque:

Les vitesses sont majoritairement acceptables. On note néanmoins quatre vitesses légèrement au dessus de l'intervalle.

B.2) Les résultats de simulation au niveau des nœuds:

Les charges et les pressions au niveau de chaque nœud sont données dans le tableau Tab III.12.

Tab III.12: Etat des nœuds du réseau (pointe + inc)

	Altitude	Demande Base	Charge	Pression
ID Noeud	m	LPS	m	m
Noeud n12	86,52	4,722	167,87	81,35
Noeud n14	79,36	7,737	176,87	97,51
Noeud n11	82,98	7,649	166,32	83,34
Noeud n6	51,33	8,563	179,39	128,06
Noeud n13	72,83	29,794	172,11	99,28
Noeud n9	29,53	4,27	170,18	140,65
Noeud n4	55	13,99	170,89	115,89
Noeud n2	35	6,064	159,29	124,29
Noeud n10	24,64	10,139	165,32	140,68
Noeud n5	49,7	17,101	177,77	128,07
Noeud n1	25,74	5,736	162,62	136,88
Noeud n21	111,45	4,542	170,40	58,95
Noeud n16	73,41	3,777	172,29	98,88
Noeud n19	125,52	9,562	184,12	58,60
Noeud n22	112,99	4,744	170,24	57,25
Noeud n20	143,71	3,838	175,79	32,08
Noeud n23	114,42	4,732	169,41	54,99
Noeud n25	143,17	4,55	173,07	29,90
Noeud n24	127,55	4,14	172,09	44,54
Noeud n27	161,5	5,155	175,15	13,65
Noeud n26	156,62	3,368	174,78	18,16
Noeud n30	181,42	2,942	187,51	6,09
Noeud n7	48,79	7,61	180,05	131,26
Noeud n15	66,2	6,922	181,22	115,02
Noeud n8	40,139	3,097	179,26	139,13
Noeud n3	44,6	5,594	165,58	120,98
Noeud n18	85,44	3,103	177,97	92,53
Noeud n17	85,889	5,511	173,91	88,02
Noeud n28	177,61	21,95	181,10	3,49
Noeud n29	184,83	2,81	187,91	3,08
Noeud RV2*500	68	-122,124	181,55	113,55
RV2000EST	186	Sans Valeur	191,00	5,00

Les résultats de calcul ont montrés ce qui suit :

- **En cas de pointe;** le nœud où la pression est la plus importante est le nœud n10, d'une cote piézométrique de : 175,15 m, avec une cote de terrain de : 24,64 m, soit une pression au sol de 150,51 m.
- **En cas de pointe;** le nœud où la pression est la plus faible est le nœud n29, d'une cote piézométrique de : 187,96 m, avec une cote de terrain de : 184,83 m, soit une pression au sol de 3,13 m.
- **En cas de pointe plus incendie;** le nœud où la pression est la plus importante est le nœud n10, d'une cote piézométrique de : 165,32 m et une cote au sol : 24,64 m, soit une pression au sol de 140,68 m.
- **En cas de pointe plus incendie;** le nœud où la pression est la plus faible est le nœud n29, d'une cote piézométrique de : 181,10 m et une cote au sol : 177,61 m, soit une pression au sol de 3,08 m.

Les pressions ont très légèrement diminués en cas de pointe et d'incendie.

Les résultats en cas de pointe et d'incendie sont représentés dans les schémas suivants :

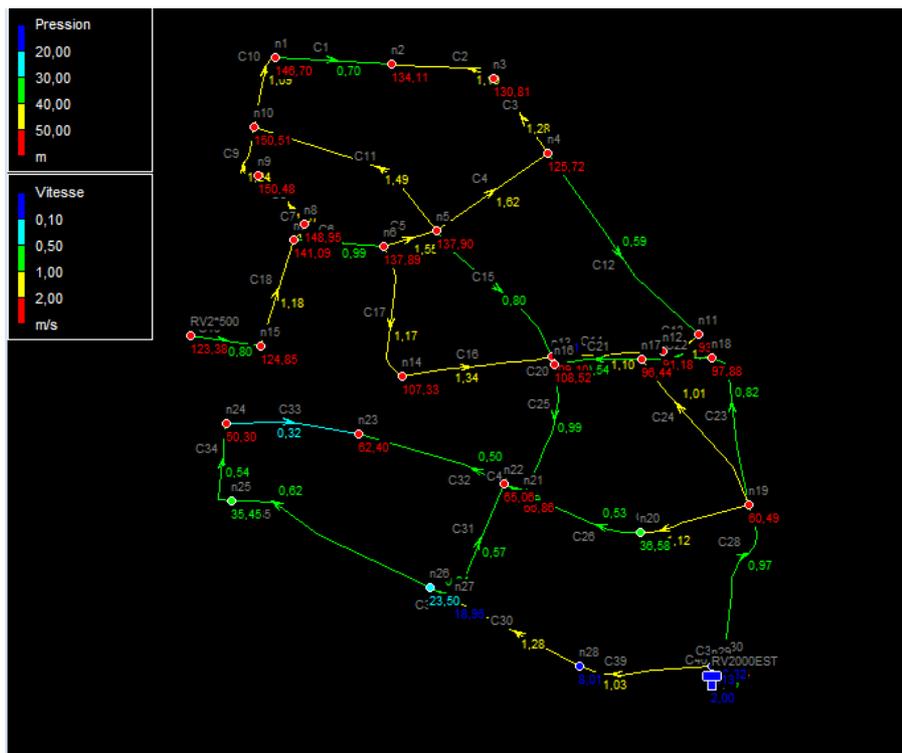


Fig III.1: Schéma du réseau en cas de pointe

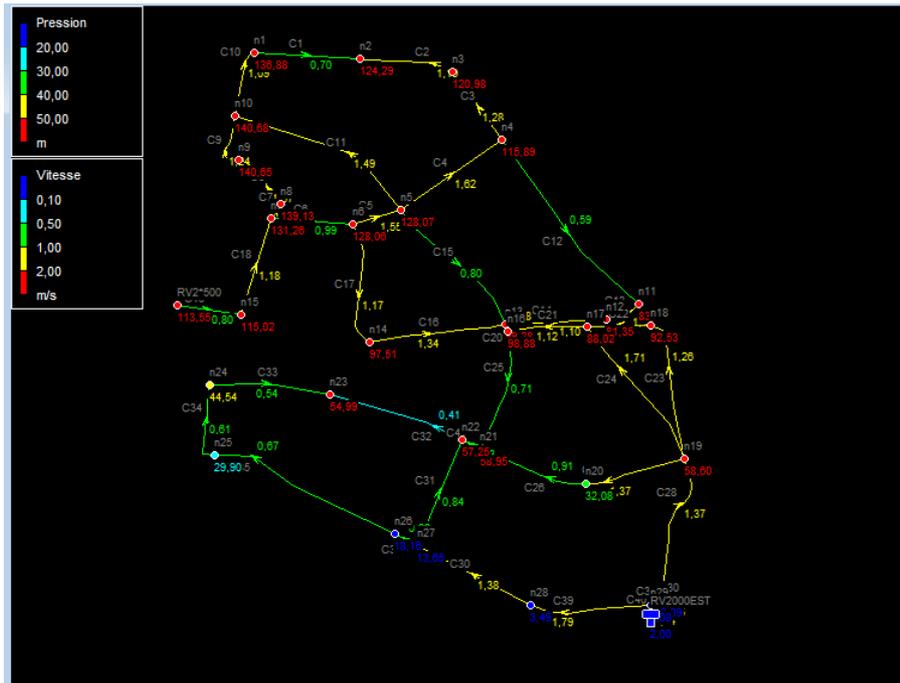


Fig III.2: Schéma du réseau en cas de pointe et d'incendie

Remarque:

Après simulation hydraulique, on a observé au niveau des nœuds des pressions très importantes en particulier aux points bas de notre réseau (étage 2*500).

Afin de pallier à ce problème (partie clé de notre travail), on propose deux variantes.

III.2.5.3 Etude des variantes :

Avant de donner les propositions des variantes, il est impératif de respecter l'aspect technico-économique du projet, et ce en choisissant la meilleure solution en vue d'un fonctionnement durable et une exploitation pérenne.

Nous allons proposer deux variantes, et nous choisirons la plus adéquate avec les exigences de la zone d'étude.

Les variantes qu'on propose sont les suivantes :

a) Variante 1:

Installation des réducteurs de pression au niveau des nœuds où la pression est excessivement élevée, et ce afin de réduire ces pressions.

Inconvénients:

cette solution n'est pas économique dans la mesure où ces réducteurs sont directement importés d'Europe (cout élevé d'achat, de livraison et d'installation), de plus, ces dernières nécessitent une gestion régulière et rigoureuse.

Les réducteurs de pression sont très sensibles aux eaux salines (il est important de rappeler que le débit prépondérant arrivant au réservoir d'alimentation de notre réseau provient de la SDEM Fouka), cela engendrera, dans le long terme, divers problèmes liés à la gestion tel que le colmatage, les fuites et la diminution du rendement de ces appareil, cela provoquera automatiquement le remplacement prématuré de ces réducteurs de pression par des autres.

b) Variante 2:

On procède à une restructuration du réseau, c'est à dire: On modifie la morphologie du réseau de tel sorte à créer de nouveaux étages pour permettre un meilleur fonctionnement du réseau. Pour cela, on réalise l'implantation de réservoirs de type semi-enterrées qui vont servir de régulateurs de pression en amont de chaque zone. Pour se faire, on subdivise notre réseau en trois zones, dans chaque zone on prévoit l'implantation d'un réservoir semi-enterré afin de permettre la réduction des pressions élevés en aval du réservoir projeté, ou encore, augmenter les pressions faibles.

Pour se faire, on raisonne comme suit :

On impose une pression de service de 50 m au niveau du nœud n10 là où la pression est la plus grande avec 150,51 m, puis en calcul les nouvelles cotes piézométriques en appliquant la formule de Darcy-Weisbach jusqu'à atteindre des pressions acceptables.

Là où la ligne piézométrique traversera la cote du terrain, ça sera le point d'implantation de notre premier réservoir (zone 1).

En amont du point d'implantation du réservoir, on impose encore une fois une pression, cette fois de 60 m, et on refait les mêmes calculs que pour la zone 1, ça sera la (zone 2).

De même pour la (zone 3) jusqu'à obtenir des pressions acceptable sur tout le réseau.

Il est clair que la variante 2 nécessite la mobilisation de moyens importants en vue de l'implantation des réservoirs, toutefois, dans une projection de long terme, cette variante semble la plus fiable.

On optera donc pour la variante 2, et ce pour les raisons technico-économiques cités ci-dessus.

Dans notre cas d'étude, les réservoirs semi-enterrés sont les mieux adaptés aux terrains accidentés (présentant une forte dénivellation) et aux zones présentant un risque de sismicité élevé. En effet, ces ouvrages disposent d'une grande stabilité au glissement et au renversement engendré respectivement par la topographie du terrain et par l'effet hydrodynamique sur les parois internes du réservoir.

III.2.5.4 Restructurations du réseau :

a) Zone 1:

a.1) Calcul des nouvelles cotes piézométriques de la zone 1:

La formule de Darcy-Weisbach est représentée comme suit :

$$\Delta H = \frac{K' \cdot L \cdot Q^{\beta}}{D^m} \quad \text{(III.9)}$$

Avec :

K' : Coefficient de frottement

L : Longueur du tronçon

Q : Débit véhiculé par la conduite (m^3/s) ;

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

D : Diamètre équivalent calculé de la conduite (m) ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

Selon le type de matériau les coefficients K' , m et β sont donnés dans le tableau suivant:

Tab III.13: Coefficients K' , m , β , pour différents types de tuyaux

Tuyau	K'	m	β
Acier et fonte	0,00179 - 0,001735	5,1 - 5,3	1,9 - 2
PEHD	0,00179	4,774	1,77
Amiante-ciment	0,00118	4,89	1,85
Plastique	0,001052	4,772	2

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

Pour notre étude, on prend : $K' = 0.00179$ et $\beta = 1.77$ et $m = 4.774$

Pour le nœud n1:

$$\Delta H_{1-10} = C_{p10} (\text{imposée}) - C_{p1} \Rightarrow C_{p1} = C_{p10} (\text{imposée}) - \Delta H_{1-10}$$

$$\Delta H = \frac{K' \cdot L \cdot Q^B}{D^m}; \Delta H_{1-10} = \frac{0,00179 \cdot 194,69 \cdot (0,00799)^{1,77}}{0,0968^{4,774}} = 2,547 \text{ m}$$

Les pertes de charge singulières sont estimés à 15% des pertes de charge linéaires.

$$\Rightarrow \Delta H_{1-10} = 1,15 \cdot 2,547 = 2,93 \text{ m}$$

$$C_{p1} = (50 + 24,64) - 2,93 = 71,71 \text{ m}$$

La nouvelle cote piézométrique calculée au point n1 est égale à 71,71m

d'où la nouvelle pression en ce même point sera égale à 45,97 m

Les résultats des nouvelles cotes piézométriques et les nouvelles pressions sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tab III.14: Les nouvelles cotes piézométriques pour la zone 1.

Nœuds	ΔH (m)	CTN (m)	Cp (m)	Pression (m)
N10	2,93	24,64	74,64	50
N1		25,74	71,71	45,97
N2	3,20	35	68,51	33,51
N3	5,66	44,6	74,17	29,57
N4	5,62	55	79,79	24,79
N5	7,09	49,7	86,88	37,18
N6	1,67	51,33	88,59	37,22

-Nœuds	ΔH (m)	CTN (m)	Cp (m)	Pression (m)
N6	0,73	51,33	88,59	37,22
N7		48,79	89,32	40,53
N8	0,85	40,139	88,47	48,33
N9	9,19			

Nœuds	ΔH (m)	CTN (m)	Cp (m)	Pression (m)
N7	1,26	48,79	89,32	40,53
N15		66,2	90,58	24,38
RV 2*500	0,33	68	90,91	22,91

Nœuds	ΔH (m)	CTN (m)	Cp (m)	Pression (m)
N4	4,48	55	79,79	24,79
N11		82,98	75,31	-7,67
N12	1,66	86,52	76,96	-9,55
N13	4,62			
N14	5,05	79,36	86,63	7,27

Remarque:

D'après les calculs effectués, on note que la ligne de charge traverse la cote du terrain dans le tronçon n4 n11 (C12), on implantera donc notre réservoir dans ce point.

a.2) Restructuration du réseau de la zone 1:

Remarque:

Dans cette première zone, nous n'avons pas proposé de restructuration, en effet, cette zone englobe l'intégralité du premier étage, par conséquent, le débit de pointe dans cette zone sera égale à celui calculé dans le chapitre deux qui est de 122,124 l/s. Ce dernier va servir de donnée pour le dimensionnement du réservoir de la zone1.

Le débit journalier de la zone 1 est de $7034,34 \text{ m}^3/\text{j}$ alors que celui fournit par le réservoir existant ($2*500$) est de $3595 \text{ m}^3/\text{j}$. On conclue donc que le débit journalier de dimensionnement du réservoir projeté de la zone 1 est de : $3439,34 \text{ m}^3/\text{j}$.

a.3) Positionnement du réservoir projeté (RV zone1) :

a.3.1) Méthode de calcul :

Afin de connaitre avec exactitude le point d'implantation du réservoir, nous utiliserons une méthode mathématique basée sur la géométrie, il s'agira de l'utilisation du théorème de Thalès suivant la figure illustrative ci-dessous :

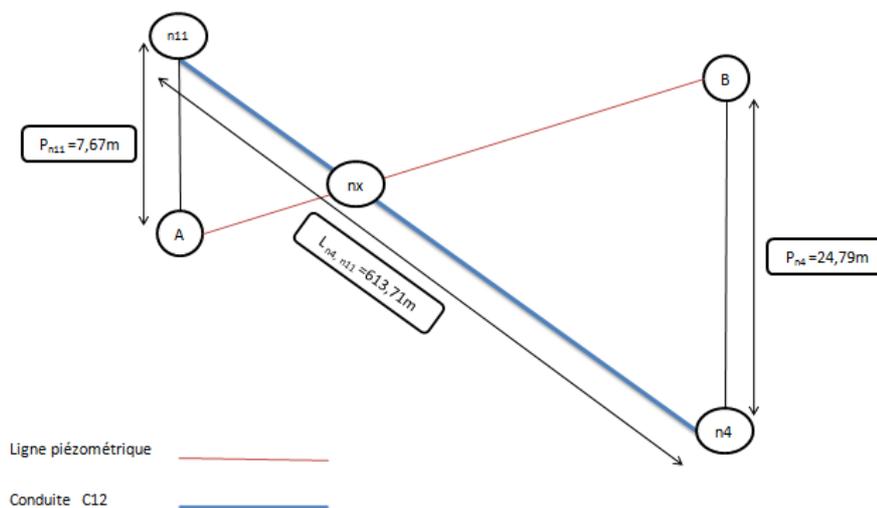


Fig III.3: Ligne piézométrique de la conduite C12 après régulation des pressions

Remarque:

Le point noté n_x représente le point d'implantation du réservoir de la zone 1.

P_{n11} et P_{n4} représentent respectivement les pressions au niveau des nœuds $n11$ et $n4$.

En appliquant le théorème de Thalès, on déterminera la longueur entre le point $n4$ (point de référence) et le point d'implantation du réservoir qu'on notera n_x .

Les inconnus dans ce cas seront L_{n4, n_x} et $L_{n_x, n11}$.

Après détermination de la longueur entre les deux points L_{n4, n_x} , il est aisé de déterminer la cote du radier du réservoir projeté (Zone 1) par la loi de Darcy - Weisbach.

a.3.2) Généralités sur le théorème de Thalès :

Le **théorème de Thalès** est un théorème de géométrie qui affirme que, dans un plan, à partir d'un triangle, une droite parallèle à l'un des côtés définit avec les droites des deux autres côtés un nouveau triangle, semblable au premier.

En anglais, il est connu sous le nom de **intercept theorem** (soit **théorème d'interception**); en allemand, il est appelé **Strahlensatz**, c'est-à-dire **théorème des rayons**.

Ce résultat est attribué au mathématicien et philosophe grec Thalès de Milet. Ce dernier aurait calculé la hauteur d'une pyramide en mesurant la longueur de son ombre au sol et la longueur de l'ombre d'un bâton de hauteur donnée.

Le théorème de Thalès sert à calculer des longueurs en trigonométrie, à condition de disposer de deux droites parallèles. Cette propriété est utilisée dans des instruments de calcul de longueurs.

En pratique, le théorème de Thalès permet de calculer des rapports de longueur et de mettre en évidence des relations de proportionnalité en présence de parallélisme.

a.3.3) Exemple d'application :

Soit un triangle ABC , et deux points D et E des droites (AB) et (AC) de sorte que la droite (DE) soit parallèle à la droite (BC) (comme indiqué sur les illustrations ci-dessous).

Alors on a :

(III.10)

$$\frac{AD}{AB} = \frac{AE}{AC} = \frac{DE}{BC}$$

Remarque:

la deuxième égalité n'est possible que parce que l'on part du point A et que l'on reste sur la même droite pour fabriquer le premier rapport. En effet, tout autre rapport partant d'un autre point ne permettrait pas d'avoir une égalité.

$$\text{avec } \left| \frac{DE}{BC} \right| \text{ ou } \left| \frac{BC}{DE} \right|.$$

Par exemple bien que:

$$\frac{DA}{DB} = \frac{EA}{EC}, \text{ on a } \frac{DA}{DB} \neq \frac{DE}{BC} \text{ et } \frac{DA}{DB} \neq \frac{BC}{DE}. \text{ De même, } \frac{AD}{AE} \neq \frac{BC}{DE} \text{ et } \frac{AD}{AE} \neq \frac{DE}{BC}.$$

Ce théorème est donc constitué de deux égalités bien distinctes qu'il serait bon de bien séparer comme c'est le cas ici.

La première étant toujours vraie et pouvant être fabriquée de toute sorte de façons, par

exemple $\frac{AD}{AE} = \frac{DB}{EC}$. Et la deuxième égalité, qui elle n'est vraie que dans des conditions beaucoup plus restrictives.

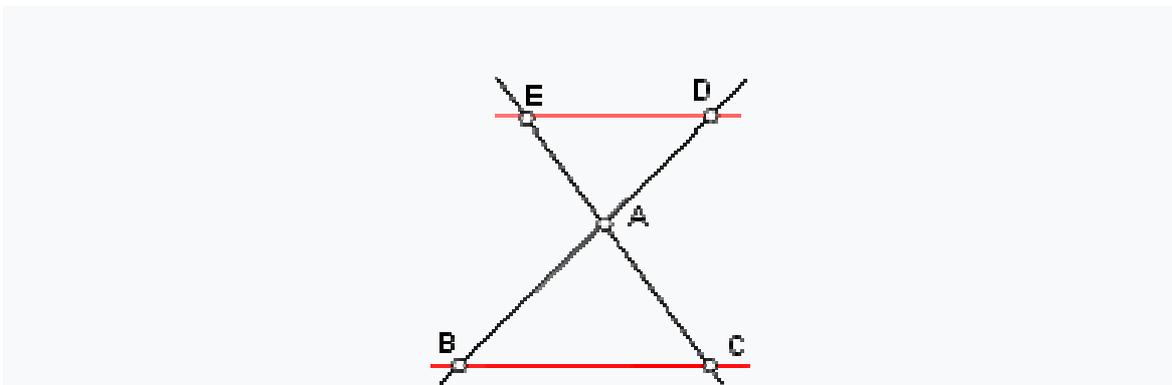
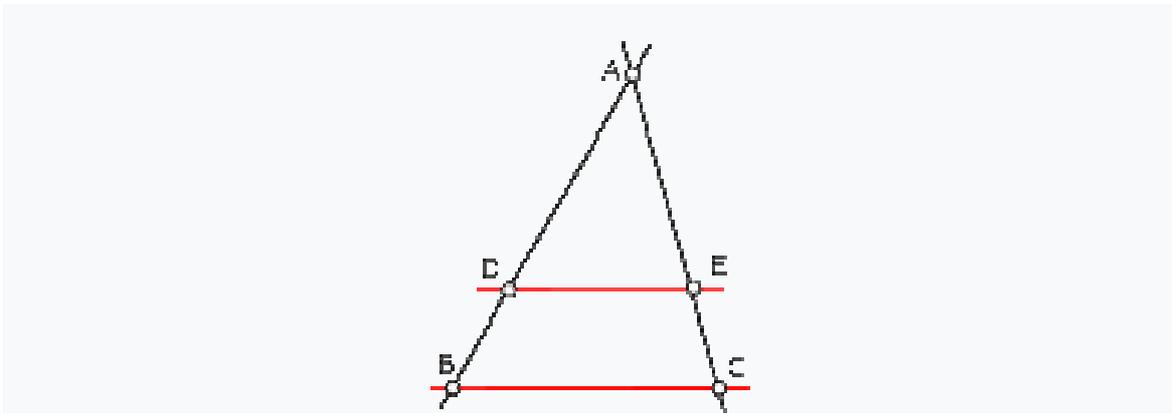


Fig III.4: Deux configurations possibles du théorème de Thalès

Ce théorème démontre que les triangles ABC et ADE sont homothétiques : il existe une homothétie de centre A envoyant B sur D et C sur E . L'un des rapports donnés ci-dessus est, au signe près, le rapport de l'homothétie. Plus précisément, le rapport de

l'homothétie est $+\frac{AD}{AB}$ dans la première configuration et $-\frac{AD}{AB}$ dans la seconde.

Le théorème de Thalès est parfois énoncé plus simplement en affirmant qu'une droite parallèle à un des côtés du triangle coupe ce triangle en un triangle semblable.

Il peut être mis en œuvre dans différentes constructions géométriques faisant intervenir compas et règle. Par exemple, il peut justifier une construction permettant de diviser un segment en un nombre donné de parts égales.

Pour être plus rigoureux, l'énoncé ci-dessus donné nécessite l'utilisation d'une distance euclidienne pour donner un sens aux longueurs mentionnées ($AB, BC\dots$). Un énoncé plus général et précis est donné dans le cadre de la géométrie affine. Dans ce cadre, la notion de longueur est remplacée par celle de mesure algébrique, et seul le rapport a un sens.

(Source : Wikipedia, théorème de Thalès)

a.3.4) Calcul de la longueur (n4,nx) :

En appliquant le théorème de Thalès selon la figure III.3 illustrant la conduite C12 et la ligne piézométrique reliant les points $n4$ et $n11$, on peut déterminer la longueur $L_{n4, nx}$ comme suit :

Comme définit plus haut, le parallélisme est une condition fondamentale pour l'application du théorème.

On a $L_{n11, A}$ est parallèle à $L_{n4, B}$, donc le théorème est applicable.

$$\text{Donc } \frac{L_{nx, n11}}{L_{nx, n4}} = \frac{L_{nx, A}}{L_{nx, B}} = \frac{L_{n11, A}}{L_{n4, B}}$$

Avec:

$L_{nx, n11}$: Longueur entre le nœud noté nx et le nœud $n11$ en (m).

$L_{nx, n4}$: Longueur entre le nœud noté nx et le nœud $n4$ en (m).

$L_{n11, A}$: Longueur entre le nœud noté $n11$ et le point A en (m).

$L_{n4, B}$: Longueur entre le nœud noté $n4$ et le point B en (m).

$L_{nx, n11}$ et $L_{nx, n4}$ sont les connus à déterminer;

$$\Leftrightarrow \frac{L_{n11, A}}{L_{n4, B}} = 0,3094 = \frac{L_{nx, n11}}{L_{nx, n4}}$$

$$\Leftrightarrow L_{nx, n11} = 0,3094 \cdot L_{nx, n4}$$

On sait que :

$$L_{nx, n11} + L_{nx, n4} = L_{n4, n11} = 613,71 \text{ m.}$$

$$0,3094 \cdot L_{nx, n4} + L_{nx, n4} = 613,71 \text{ m.}$$

$$1,3094 \cdot L_{nx, n4} = 613,71 \text{ m.}$$

$$\text{D'où : } L_{nx, n4} = \frac{613,71}{1,3094} = 468,69 \text{ m.}$$

On déduit alors la longueur $L_{nx, n11}$ comme suit :

$$L_{nx, n11} + L_{nx, n4} = 613,71 \text{ m.}$$

$$\Leftrightarrow L_{nx, n11} = 613,71 - L_{nx, n4} = 613,71 - 468,69$$

$$\Leftrightarrow L_{nx, n11} = 145,02 \text{ m.}$$

Une fois les longueurs déterminés on passe au calcul de la cote d'implantation de notre réservoir. Pour se faire, on appliquera la formule de Darcy - Weisbach entre le nœud n4 et le nœud nx.

$$\Delta H_{n4, nx} = \frac{K' \cdot L(n4 - nx) \cdot Q(n4 - nx)^B}{D(n4 - nx)^m} = C_{pn4} - C_{pnx}$$

Sachant que C_{pnx} n'est que la cote du radier du réservoir à implanter.

$$\Leftrightarrow C_{pnx} = C_{pn4} - \frac{K' \cdot L(n4 - nx) \cdot Q(n4 - nx)^B}{D(n4 - nx)^m}$$

$$\Leftrightarrow C_{pnx} = 79,79 - \frac{0,00179 \cdot 468,69 \cdot 0,00189^{1,77}}{0,0638^{4,774}}$$

$$\Leftrightarrow C_{pnx} = 76,81 \text{ m.}$$

On conclue que le réservoir de la zone 1 sera implanté à une cote du terrain de 76,81 m et à une distance de 468,69 m du point de référence n4.

a.4) Etude de faisabilité :

L'étude de faisabilité dans la gestion des projets est une étude qui s'attache à vérifier que le projet soit techniquement faisable et économiquement fiable. Dans une optique plus large, on distingue les volets suivants: étude technique, commerciale, économique, juridique et d'organisation. (source: Wikipedia management: étude de faisabilité).

a.4.1) Faisabilité d'implantation dans les POS :

Le réservoir RV Zone 1 sera implanté dans la zone dite ZH1Ilot n°6, située entre le chemin de la wilaya n°106 et la route nationale RN11.

Avant toute réalisation de projets dans les zones adoptant la politique des plans d'occupation des sols, il y'a lieu de prendre connaissance de la nature des travaux d'aménagements tolérés dans les textes juridiques fixant les procédures d'élaboration et d'approbation des plans d'occupation du sol selon les règlements d'urbanisme général.

On distingue deux types d'occupation des sols:

1) TYPES D'OCCUPATION DU SOL AUTORISES OU SOUMIS A CONDITIONS SPECIALES

- Des équipements publics
- Immeubles de bureaux
- Espaces verts
- Terrains de sport

2) TYPES D'OCCUPATION DES SOLS INTERDITS

- Les constructions présentant un caractère précaire
- Constructions à usage d'habitations à faible densité
- Les dépôts de ferrailles ou autres nuisibles à l'hygiène et au respect de l'environnement

Dans notre cas, l'occupation du sol sera fera l'objet d'un équipement public.

a.4.2) Prospection géotechnique :

L'étude géotechnique est très importante dans l'étude de faisabilité des projets génie civil et hydrauliques. Elle consiste à effectuer la reconnaissance des sols, elle doit d'abord permettre de localiser les différentes couches de terrain et de préciser la configuration générale de zone à étudier. Elle doit ensuite donner des informations sur les caractéristiques mécaniques de chaque couche

pour effectuer la reconnaissance du sol, plusieurs techniques sont utilisés, on site :

- prélèvement d'échantillon en vue de les analyser au laboratoire tel que l'essai granulométrique, essai de compression...
- essais in situ tel que le sondage carotté et l'essai de pénétration dynamique.

D'après les informations recueillis auprès de la DUC de Tipaza, ces essais de reconnaissance ont montrés que le terrain de la zone en question retenue pour la construction ne présente pas de risque particulier d'instabilité naturelle.

De plus, la nappe n'est pas superficielle, elle ne pose donc aucun problème pour les fondations.

Par conséquent, l'implantation du réservoir dans cette zone est tout à fait possible en prenant en compte la stabilité de l'ouvrage face à l'activité sismique de la zone dans l'étude génie civil.

a.5) Dimensionnement du réseau de la zone 1 après implantation du réservoir :

De même que précédemment, on appliquera la méthode du diamètre avantageux.

Remarque :

Le débit sortant du réservoir (2*500) est égale à 62,41 l/s, et celui du réservoir projeté est égale à 59,71 l/s.

Cette zone sera donc alimentée par deux réservoirs.

A partir de ces informations, on peut procéder à la distribution arbitraire des débits et attribuer à chaque débit le diamètre correspondant selon le tableau III.15.

Tab III.15: Débits en fonction des diamètres avantageux

tronçons	débit de transit	Dext	Dint
	(l/s)	(mm)	(mm)
C1	0,12	75	63,8
C2	6,18	110	96,8
C3	11,78	125	110,2
C4	0,96	75	63,8
C5	20,79	110	96,8
C6	32,52	125	110,2
C7	15,36	125	110,2
C8	12,26	110	96,8
C9	8	75	63,8
C10	5,62	75	63,8
C11	5,39	75	63,8
T12	59,71	315	277,6
T13	26,73	200	176,2
T14	22,82	200	176,2
T15	18,10	200	176,2
T16	17,36	200	176,2
C15	0,74	75	63,8
C16	4,57	125	110,2
C17	3,17	75	63,8
C18	55,49	200	176,2
C19	62,41	200	176,2

a.6) Résultat de simulation :**a.6.1) Cas de pointe :****a.6.1.1) Résultats de simulation au niveau des arcs :**

Les vitesses et les pertes de charge sont données dans le tableau III.16.

Tab III.16: État des Arcs du Réseau (Zone 1)

ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Débit LPS	Vitesse m/s	Pert.Charge Unit. m/km
Tuyau C16	367,59	110,2	-4,85	0,51	2,83
Tuyau C5	162	220,4	26,32	0,69	2,12
Tuyau C4	366,89	63,8	0,80	0,25	1,53
Tuyau C10	194,69	79,2	-2,76	0,56	5,13
Tuyau C1	322,08	63,8	2,97	0,93	17,48
Tuyau C11	576,76	96,8	7,78	1,06	13,21
Tuyau C9	161,84	63,8	-2,74	0,86	15,02
Tuyau C18	352,6	352,6	-55,49	0,57	0,83
Tuyau C17	329,43	79,2	2,88	0,59	5,55
Tuyau C8	222,8	79,2	7,01	1,42	30,03
Tuyau C7	56,13	220,4	-10,11	0,27	0,36
Tuyau C3	279,65	141	14,63	0,94	6,57
Tuyau C2	224,23	141	9,04	0,58	2,64
Tuyau C6	280	220,4	-37,77	0,99	4,21
Tuyau C15	319,69	63,8	0,64	0,20	1,03
Tuyau T16	115,31	220,4	17,65	0,46	1,00
Tuyau C19	274,17	352,6	-62,41	0,64	1,03
Tuyau T12	234,84	352,6	57,20	0,59	0,88
Tuyau T13	233,85	220,4	-27,82	0,73	2,35
Tuyau T14	149,27	220,4	21,73	0,57	1,48
Tuyau T15	104,30	220,4	17,01	0,45	0,93

Remarque: En cas de pointe, les vitesses sont pratiquement toutes acceptables (dans l'intervalle préconisé) à l'exception des trois tronçons C4, C7, C15 où ces dernières sont légèrement en dessous de l'intervalle avec respectivement 0,25 m/s, 0,27 m/s et 0,20 m/s.

a.6.1.2) Résultats de simulation au niveau des nœuds:

Les charges et les pressions au niveau de chaque nœud sont données dans le tableau suivant:

Tab III.17 :Etat des nœuds du réseau (Zone 1)

	Altitude	Demande Base	Charge	Pression
ID Noeud	m	LPS	m	m
Noeud n14	70,36	7,737	80,13	9,77
Noeud n6	51,33	8,563	81,96	30,63
Noeud n13	70,83	12,794	81,17	10,34
Noeud n9	29,53	4,27	76,42	46,89
Noeud n4	55	13,99	81,05	26,05
Noeud n2	35	6,064	78,62	43,62
Noeud n10	24,64	7,764	73,99	49,35
Noeud n5	49,7	17,101	81,61	31,91
Noeud n1	25,74	5,736	72,99	47,25
Noeud n7	48,79	7,61	83,14	34,35
Noeud n15	66,2	6,922	83,43	17,23
Noeud n8	40,139	3,097	83,12	42,98
Noeud n3	44,6	5,594	79,22	34,62
Noeud p11	66,66	7,649	81,60	14,94
Noeud p12	70,14	4,722	81,38	11,24
Noeud p13	61,79	0	81,29	19,50
Noeud RV2*500	68	-62,41	83,71	15,71
Réservoir Zone1	76,81	Sans Valeur	81,81	5,00

Remarque:

Les pressions au niveau de la zone 1 ont été réduits avec succès comme prévu lors des calculs des nouvelles pressions (voir le tableau tab III.14).

La pression maximale quant à elle, est repérée comme prévu au niveau du nœud n10 avec 49,35 m.

a.6.2) Cas de pointe + incendie:**a.6.2.1) Résultats de simulation au niveau des arcs:**

Le débit d'incendie est rajouté au niveau du nœud n13, et ce pour les raisons cités plus haut au titre numéro III.1.2.5.2.1.1, partie B) Cas de pointe et d'incendie.

Les vitesses et les pertes de charge dans le réseau de distribution sont données par le tableau III.18.

Tab III.18: État des Arcs du Réseau (pointe + inc Zone 1)

ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Débit LPS	Vitesse m/s	Pert.Charge Unit. m/km
Tuyau C16	367,59	110,2	-4,55	0,48	2,50
Tuyau C5	162	220,4	26,04	0,68	2,08
Tuyau C4	366,89	63,8	0,35	0,11	0,35
Tuyau C10	194,69	79,2	-2,69	0,55	4,88
Tuyau C1	322,08	63,8	3,05	0,95	18,31
Tuyau C11	576,76	96,8	7,73	1,05	13,06
Tuyau C9	161,84	63,8	-2,72	0,85	14,75
Tuyau C18	352,6	352,6	-55,49	0,57	0,83
Tuyau C17	329,43	79,2	3,19	0,65	6,71
Tuyau C8	222,8	79,2	6,99	1,42	29,82
Tuyau C7	56,13	220,4	-10,08	0,26	0,35
Tuyau C3	279,65	141	14,71	0,94	6,63
Tuyau C2	224,23	141	9,11	0,58	2,68
Tuyau C6	280	220,4	-37,79	0,99	4,21
Tuyau C15	319,69	63,8	0,85	0,27	1,72
Tuyau T16	115,31	220,4	34,34	0,90	3,51
Tuyau C19	274,17	352,6	-62,41	0,64	1,03
Tuyau T12	234,84	352,6	74,20	0,76	1,43
Tuyau T13	233,85	220,4	-28,35	0,74	2,44
Tuyau T14	149,27	220,4	38,21	1,00	4,30
Tuyau T15	104,30	220,4	33,49	0,88	3,35

Remarque:

En cas de pointe et d'incendie, les vitesses sont pratiquement toutes acceptables (dans l'intervalle préconisé) à l'exception des trois tronçons C4, C7, C15 où ces dernières sont légèrement en dessous de l'intervalle avec respectivement 0,11 m/s, 0,26 m/s et 0,27 m/s.

a.6.2.2) Résultats de simulation au niveau des nœuds:

Les charges et les pressions au niveau de chaque nœud sont données dans le tableau suivant:

Tab III.19 :Etat des nœuds du réseau (pointe + inc Zone 1)

	Altitude	Demande Base	Charge	Pression
ID Noeud	m	LPS	m	m
Noeud n14	70,36	7,737	79,16	8,80
Noeud n6	51,33	8,563	81,37	30,04
Noeud n13	70,83	29,794	80,08	9,25
Noeud n9	29,53	4,27	75,89	46,36
Noeud n4	55	13,99	80,90	25,90
Noeud n2	35	6,064	78,45	43,45
Noeud n10	24,64	7,764	73,50	48,86
Noeud n5	49,7	17,101	81,03	31,33
Noeud n1	25,74	5,736	72,55	46,81
Noeud n7	48,79	7,61	82,55	33,76
Noeud n15	66,2	6,922	82,84	16,64
Noeud n8	40,139	3,097	82,53	42,39
Noeud n3	44,6	5,594	79,05	34,45
Noeud p11	66,66	7,649	81,47	14,81
Noeud p12	70,14	4,722	80,83	10,69
Noeud p13	61,79	0	80,48	18,69
Noeud RV2*500	68	-62,41	83,12	15,12
Réservoir Zone1	76,81	Sans Valeur	81,81	5,00

Remarque:

Les pressions sont toutes régulés à l'exception des deux points hauts n13 et n14 où la pression à très légèrement diminuée dans le cas de l'incendie.

Les résultats en cas de pointe et d'incendie sont représentés dans les schémas suivants :

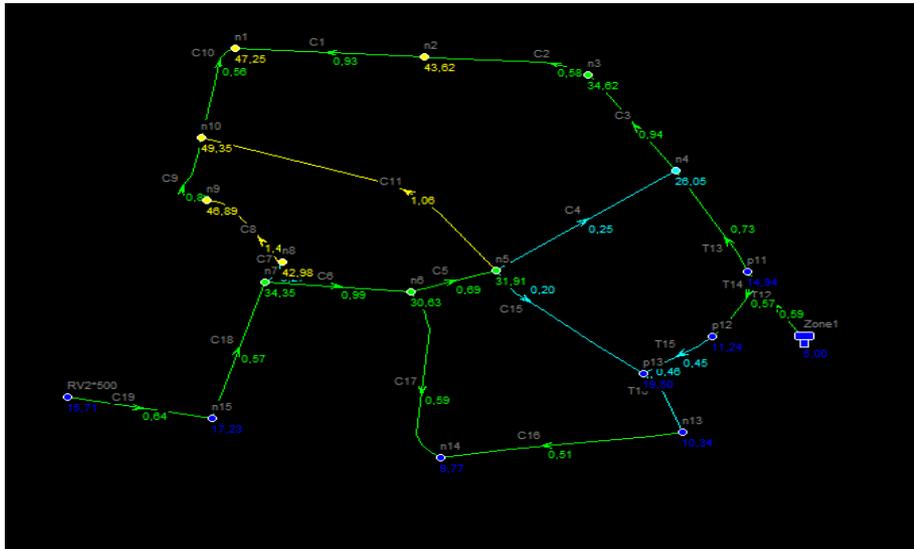


Fig III.5: Schéma du réseau de la zone 1 en cas de pointe

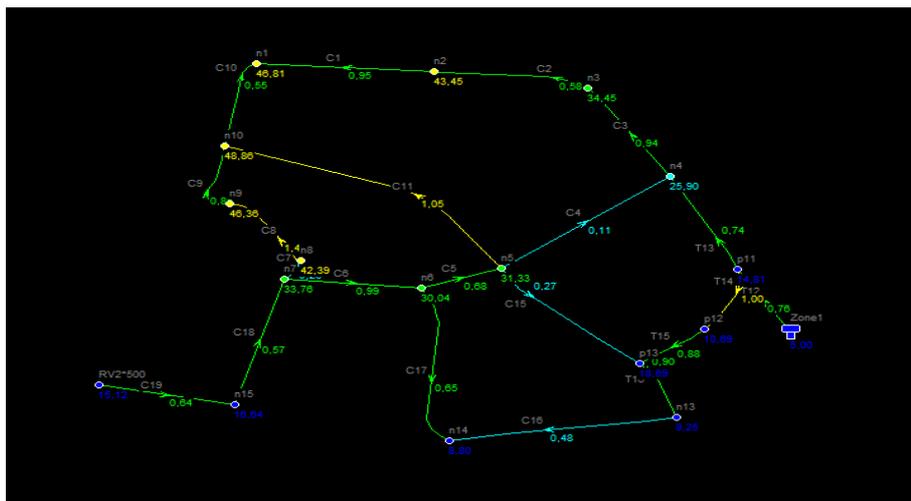


Fig III.6: Schéma du réseau de la zone 1 en cas de pointe et d'incendie

b) Zone 2:

Dans cette zone, on remarque que la dénivelée est encore plus importante que les deux zones précédentes, par conséquent, il apparaît plus judicieux d'imposer, en amont du réservoir de la zone 1 projeté, une pression de 60m pour éviter une chute rapide de pression dans les points les plus hauts de la zone.

b.1) Calcul des nouvelles cotes piézométriques de la zone 2:

De la même façon que pour la zone 1, on procède au calcul des nouvelles cotes piézométriques.

La formule de Darcy-Weisbach est représentée comme suit :

$$\Delta H = \frac{K' \cdot L \cdot Q^B}{D^m}$$

On impose une pression de 60 m au niveau du nœud n11 en amont du réservoir projeté.

Pour le nœud n12:

$$\Delta H_{11-12} = C_{p12} - C_{p11(\text{imposée})} \Rightarrow C_{p12} = C_{p11(\text{imposée})} + \Delta H_{11-12}$$

$$\Delta H = \frac{K' \cdot L \cdot Q^B}{D^m}, \Delta H_{11-12} = \frac{0,00179 \cdot 75,36 \cdot (0,00576)^{1,77}}{0,0792^{4,774}} = 1,44 \text{ m}$$

Les pertes de charge singulières sont estimés à 15% des pertes de charge linéaires.

$$\Rightarrow \Delta H_{11-12} = 1,15 \cdot 1,44 = 1,656 \text{ m}$$

$$C_{p12} = (60 + 82,98) + 1,656 = 144,64 \text{ m}$$

La nouvelle cote piézométrique calculée au point n12 est égale à 144,64 m

d'où la nouvelle pression en ce même point sera égale à 58,12 m

Les résultats des nouvelles cotes piézométriques et les nouvelles pressions sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tab III.20: Les nouvelles cotes piézométriques pour la zone 2.

Nœuds	H (m)	CTN (m)	Cp (m)	Pression (m)
N11	1,656	82,98	142,98	60
N12		86,52	144,64	58,12
N17	1,46 (conduite projetée)	85,889	146,10	60,21
N16	0,03	73,41	146,07	72,66
N21	4,13	111,45	141,94	30,49
	1,96	143,71	143,79	0,09
N20	6,04			
N19	3,06	125,52	149,82	24,31
		85,44	146,76	61,32

Nœuds	H (m)	CTN (m)	Cp (m)	Pression (m)
N21	0,31	111,45	141,94	30,49
N22		112,99	141,63	28,64
N23	1,48	114,42	140,15	25,73
	0,98	127,55	141,13	13,58
N25	0,90	143,17	142,03	-1,14

Remarque:

D'après les calculs effectués, on note que la ligne piézométrique traverse le terrain dans le tronçon n24 n25 (C34), on implantera donc notre réservoir dans ce point.

b.2) Restructuration du réseau de la zone 2 :

Dans cette zone, on a proposés une légère restructuration du réseau en projetant une nouvelle conduite entre les nœuds n12 et n17 d'une longueur de 110,65m.

Cette zone contiendra 11 nœuds et 13 conduites.

Remarque:

Cette zone n'englobe qu'une partie de l'étage supérieur, ceci étant dit, nous devons calculer les nouveaux besoins en eau de cette zone afin de connaître avec exactitude le débit de dimensionnement de cette deuxième zone et celui du réservoir projeté.

b.3.1) Calcul des nouveaux besoins en eau:**b.3.1.1) Estimation des besoins des habitations:**

D'après les informations recueillis auprès de la DUC de Tipaza, la zone 2, englobe 25% des habitants de l'ancien étage 2.

Tab III.21: Habitants estimés pour la zone 2.

Habitants (étage 2) en 2049	Pourcentage estimé par la DUC	Habitants (zone 2) en 2049
13250	25 %	3313

$$Q_{\text{moy POP}} = 3313 * 200 / 1000 \text{ (m}^3\text{/j)}.$$

$$Q_{\text{moy POP}} = 662,5 \text{ (m}^3\text{/j)}.$$

b.2.1.2) Estimation des besoins des équipements:

L'ensemble des équipements et infrastructures présents au niveau de la zone 2 sont résumés dans le tableau suivant:

Tab III.22: Débits moyens des équipements de la zone 2

Type d'équipement	Unité de mesure	nombre d'unités	Dotation (l/j/unité)	Qmoy (m ³ /j)
Polyclinique	Lits	34	200	6,8
Centre de recherche en économie appliquée	m ²	740	20	14,8
Parc Urbain	m ²	190000	0,5	95
Ecole Nationale de trésor et comptabilité	Places	500	20	10
Institut d'archéologie	Places	500	20	10
Institut des sciences économiques et commercial	Places	1500	20	30
Institut des droit et de sciences sociales	Places	2000	20	40
Théâtre et cinéma	m ²	31000	0,5	15,5
Centre nationale d'artisanats	m ²	30000	0,5	15
Lycée+CEM	Elèves	920	20	18,4
Gare routière	m ²	30000	0,5	15
Centre de rééducation des sportifs	m ²	25000	1	25
				Qmoy _{eq} = 295,5 m ³ /j

$$Q_{\text{moy TOT (zone 2)}} = 662,5 + 295,5 = 958 \text{ m}^3/\text{j}.$$

b.2.1.3) Coefficients d'irrégularité:**a) Coefficient d'irrégularité maximale ($K_{max,j}$):**

Il est défini comme étant le rapport entre la consommation maximale journalière et la consommation moyenne journalière:

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

Ce coefficient $K_{max,j}$ varie entre 1,1 et 1,3, il consiste à prévenir les fuites et les gaspillages au niveau du réseau en majorant la consommation moyenne de 10% à 30%.

Dans notre cas nous prenons $K_{max,j}=1,2$.

b) Coefficient d'irrégularité minimale ($K_{min,j}$):

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

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

Ce coefficient $K_{min,j}$ varie de 0,7 à 0,9.

Dans notre cas on prends $K_{min,j}=0,8$

c) Coefficient d'irrégularité maximal horaire ($K_{max,h}$):

Il est défini comme étant le rapport entre la consommation horaire maximale et la consommation horaire moyenne.

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

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée. Il tient compte de l'accroissement de la population ainsi que leurs degré du confort; D'une manière générale, ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients : α_{max} et β_{max} ;

Tel que :

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

Avec :

α_{max} : coefficient qui tient compte du développement industriel, du retard de consommation et des habitudes de la population, il varie de 1,2 à 1,4. Pour notre cas on prend $\alpha_{max} = 1,3$.

β_{max} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

Tab 0I.23: Variation du coefficient β_{\max} en fonction du nombre d'habitants.

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

Dans notre cas on prends $\beta_{\max}=1,55$

Tab III.24: Valeurs de β_{\max} et $K_{\max,h}$ pour notre cas.

Zone	Coefficient β_{\max}	$K_{\max,h}$
POS AU3 (zone 2)	1,55	2,015

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

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire qui nous permet d'évaluer le fonctionnement de notre réseau du point de vue pression dans le réseau:

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

Avec:

α_{\min} : coefficient qui tient compte du développement industriel, du retard de consommation et des habitudes de la population. Il 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.

Tab 0I.25: Variation du coefficient β_{\min} en fonction du nombre d'habitants.

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

Dans notre cas: $\beta_{\min}=0,15$.

Tab III.26: β_{\min} et $K_{\min,h}$ pour notre cas.

Zone	Coefficient β_{\min}	$K_{\min,h}$
POS AU3 (étage 2)	0,15	0,075

b.2.1.4) Détermination des débits journaliers:**a) Consommation maximale journalière ($Q_{\max,j}$):**

Ce débit est relatif à la journée où la consommation est la plus grande durant l'année, elle est utilisée comme étant l'élément essentiel dans les calculs de dimensionnement en d'AEP.

Ce débit est donné par la relation suivante:

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

Avec :

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

$Q_{\text{moy},j}$: débit moyen journalier en m^3/j ;

$K_{\max,j}$: coefficient d'irrégularité maximale journalière.

On prend $K_{\max,j} = 1,2$.

b) Consommation minimale journalière ($Q_{\min,j}$):

C'est le débit de la journée de faible consommation pendant l'année

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

On prend $K_{\min,j} : 0.8$

Les débit minimum journalier et maximum journalier sont représenté dans le tableau suivant :

Tab 0I.27 Débit minimum journalier et maximum journalier.

Zone	Besoins Domestiques (m^3/j)	Besoins Des équipements (m^3/j)	$Q_{\min,j}$ (m^3/j)	$Q_{\max,j}$ (m^3/j)
POS AU3 (zone 2)	662,5	295,5	766,4	1149,6

b.2.1.5) Détermination des débits horaires:**a) Débit moyen horaire:**

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy,h}} = Q_{\text{max,j}}/24$$

Avec:

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

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

b) Débit maximum horaire

Ce débit est déterminé par la relation suivante:

$$Q_{\text{max,h}} = K_{\text{max,h}} \cdot Q_{\text{moy,h}}$$

Avec :

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

$K_{\text{max,h}}$: coefficient d'irrégularité maximale horaire;

Le tableau suivant résume les résultats de calcul des débits moyens horaires et maximum horaires:

Tab 0I.28: Débits moyens horaires et maximum horaires.

Zone	$Q_{\text{max,j}}$ (m^3/j)	$Q_{\text{moy,h}}$ (m^3/h)	$K_{\text{max,h}}$	$Q_{\text{max,h}}$ (m^3/h)
POS AU3 (zone 2)	1149,6	47,9	2,015	96,518

c) L'évaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants :

Le débit horaire d'une agglomération varie en fonction de la population. La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants dans le tableau suivant Tab II.9 du chapitre deux.

Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération.

cette représentation est illustrée dans le tableau suivant Tab III.29.

Tab 0I.29: répartition horaire du $Q_{\max,j}$.

heures	C% popul	Q(m3/h)	C%(cumul)	Q Cumule
0-1	1.00	11,496	1	11,496
1-2	1.00	11,496	2	22,992
2-3	1.00	11,496	3	34,488
3-4	1.00	11,496	4	45,984
4-5	2.00	22,992	6	68,976
5-6	3.00	34,488	9	103,464
6-7	5.00	57,48	14	160,944
7-8	6.50	74,724	20,5	235,668
8-9	6.50	74,724	27	310,392
9-10	5.50	63,228	32,5	373,62
10-11	4.50	51,732	37	425,352
11-12	5.50	63,228	42,5	488,58
12-13	7.00	80,472	49,5	569,052
13-14	7.00	80,472	56,5	649,524
14-15	5.50	63,228	62	712,752
15-16	4.50	51,732	66,5	764,484
16-17	5.00	57,48	71,5	821,964
17-18	6.50	74,724	78	896,688
18-19	6.50	74,724	84,5	971,412
19-20	5.00	57,48	89,5	1028,892
20-21	4.50	51,732	94	1080,624
21-22	3.00	34,488	97	1115,112
22-23	2.00	22,992	99	1138,104
23-24	1,00	11,496	100	1149,6
total	100	1149,6		

On note: le débit de pointe est repéré entre midi et 14 heures.

$$Q_{p(\text{zone } 2)} = 80,472 \text{ m}^3/\text{h}$$

d) représentation graphique de la consommation:

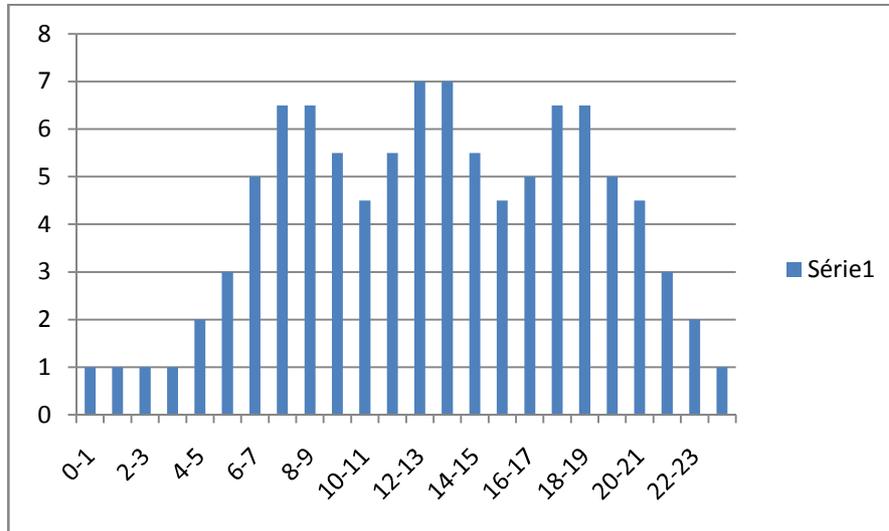


Fig III.7: Consommation horaire de la population zone 2

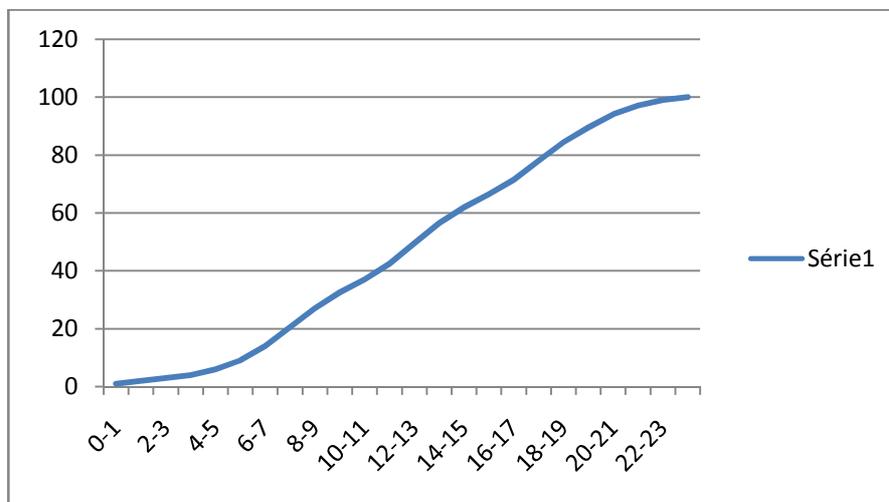


Fig III.8: Courbe intégrale zone 2

b.2.2) Calcul hydraulique :**A) Cas de pointe :**

Le cas de pointe est détecté à partir du graphique de consommation entre midi et 14 heures comme suit:

$$Q_{\max h} = Q_{\text{pte}} = 80,472 \text{ m}^3/\text{h} = 22,35 \text{ l/s} \text{ et } Q_{\text{conc}} = 2 \text{ l/s}$$

$$\text{Donc } Q_{\text{route}} = Q_{\text{pte}} - Q_{\text{conc}} = 22,35 - 2 = 20,35 \text{ l/s}$$

$$\Sigma L_i = 3883,24 \text{ m; donc : } Q_{\text{sp}} = 20,35/3883,24 = 0,0053 \text{ l/s/m}$$

Au final, le débit spécifique est : **$Q_{\text{sp}} = 0,0053 \text{ l/s/m}$**

Tab III.30: Récapitulatif du calcul des débits: cas de pointe (Zone 2)

Heure de pointe (08 heures à 12 heures)	$Q_{\text{pte}} \text{ (l/s)}$	22,35
	$Q_{\text{route}} \text{ (l/s)}$	20,35
	$\Sigma L_i \text{ (m)}$	3883,24
	$Q_{\text{sp}} \text{ (l/s/m)}$	0,0053

Remarque:

Les calculs effectués vont nous permettre de calculer les débits routes dans chaque tronçon ainsi que les débits nodaux.

Les résultats de calculs des débits routes (repérés dans chaque tronçon) ainsi que les débits nodaux à partir du débits spécifique en cas de pointe sont représentés dans le tableau Tab III.31 comme suit:

Tab III.31: Calculs des débits routes et des débits aux nœuds: cas de pointe (Zone 2)

Nœuds	Tronçon	Longueur	Qsp	Qr	0,5ΣQr	Qn																																																																																							
N°	N°	(m)	(l/s/m)	(l/s)	(l/s)	(l/s)																																																																																							
12	C13	75,36	0,0053	0,437	0,539	0,539																																																																																							
	C42 (projeté)	110,65		0,642			16	C21	229,45	1,331	1,721	1,721	C25	363,83	2,110	17	C21	229,45	1,331	2,908	2,908	C42 (projeté)	110,65	0,642	C22	172,66	1,001	C24	490	2,842	18	C22	172,66	1,001	1,463	1,463	C23	331,88	1,925	19	C23	331,88	1,925	3,251	3,251	C24	490	2,842	C27	299,12	1,735	20	C27	299,12	1,735	1,805	1,805	C26	323,29	1,875	21	C26	323,29	1,875	1,086	1,086	C41	51,37	0,298	22	C41	51,37	0,298	1,237	1,237	C32	375,39	2,177	23	C32	375,39	2,177	2,336	2,336	C33	430,12	2,495	24	C33	430,12	2,495	1,897	1,897
16	C21	229,45		1,331	1,721	1,721																																																																																							
	C25	363,83		2,110			17	C21	229,45	1,331	2,908	2,908	C42 (projeté)	110,65	0,642		C22	172,66	1,001			C24	490	2,842	18	C22	172,66	1,001	1,463	1,463	C23	331,88	1,925	19	C23	331,88	1,925	3,251	3,251		C24	490	2,842			C27	299,12	1,735	20	C27	299,12	1,735	1,805	1,805	C26	323,29	1,875	21	C26	323,29	1,875	1,086	1,086	C41	51,37	0,298	22	C41	51,37	0,298	1,237	1,237	C32	375,39	2,177	23	C32	375,39	2,177	2,336	2,336	C33	430,12	2,495	24	C33	430,12	2,495	1,897	1,897	C34	223,99	1,299
17	C21	229,45		1,331	2,908	2,908																																																																																							
	C42 (projeté)	110,65		0,642																																																																																									
	C22	172,66		1,001																																																																																									
	C24	490		2,842																																																																																									
18	C22	172,66		1,001	1,463	1,463																																																																																							
	C23	331,88		1,925																																																																																									
19	C23	331,88		1,925	3,251	3,251																																																																																							
	C24	490		2,842																																																																																									
	C27	299,12		1,735																																																																																									
20	C27	299,12		1,735	1,805	1,805																																																																																							
	C26	323,29		1,875																																																																																									
21	C26	323,29		1,875	1,086	1,086																																																																																							
	C41	51,37		0,298																																																																																									
22	C41	51,37		0,298	1,237	1,237																																																																																							
	C32	375,39		2,177																																																																																									
23	C32	375,39		2,177	2,336	2,336																																																																																							
	C33	430,12		2,495																																																																																									
24	C33	430,12		2,495	1,897	1,897																																																																																							
	C34	223,99		1,299																																																																																									

B) Cas de pointe + incendie :

En cas d'incendie, il ya lieu de prévoir un volume d'incendie de 120 m³, pour un incendie de deux heures, soit un débit de 17 l/s à ajouter au débit de pointe horaire avec:

$$Q_{p+inc} = 22,35 + 17 = 39,35 \text{ l/s}$$

On opte pour l'ajout de ce débit d'incendie au niveau du nœud n19 (pour la zone 2) et ce pour les raisons suivantes :

- C'est un point haut;
- Présence de divers équipements à protéger;

Dans ce cas, le calcul s'effectue de la même manière que le cas précédent, cependant on doit s'assurer que le débit d'incendie donné par le réservoir d'alimentation (17 l/s) se trouve au point n20.

Tab III.32 : Calcul de débits routes et des débits aux nœuds: cas de pointe + incendie (Zone 2)

Nœuds	Tronçon	Longueur	Qsp	Qr	0,5ΣQr	Qn																																																																																							
N°	N°	(m)	(l/s/m)	(l/s)	(l/s)	(l/s)																																																																																							
12	C13	75,36	0,0053	0,437	0,539	0,539																																																																																							
	C42 (projeté)	110,65		0,642			16	C21	229,45	1,331	1,721	1,721	C25	363,83	2,110	17	C21	229,45	1,331	2,908	2,908	C42 (projeté)	110,65	0,642	C22	172,66	1,001	C24	490	2,842	18	C22	172,66	1,001	1,463	1,463	C23	331,88	1,925	19	C23	331,88	1,925	3,251	20,251	C24	490	2,842	C27	299,12	1,735	20	C27	299,12	1,735	1,805	1,805	C26	323,29	1,875	21	C26	323,29	1,875	1,086	1,086	C41	51,37	0,298	22	C41	51,37	0,298	1,237	1,237	C32	375,39	2,177	23	C32	375,39	2,177	2,336	2,336	C33	430,12	2,495	24	C33	430,12	2,495	1,897	1,897
16	C21	229,45		1,331	1,721	1,721																																																																																							
	C25	363,83		2,110			17	C21	229,45	1,331	2,908	2,908	C42 (projeté)	110,65	0,642		C22	172,66	1,001			C24	490	2,842	18	C22	172,66	1,001	1,463	1,463	C23	331,88	1,925	19	C23	331,88	1,925	3,251	20,251		C24	490	2,842			C27	299,12	1,735	20	C27	299,12	1,735	1,805	1,805	C26	323,29	1,875	21	C26	323,29	1,875	1,086	1,086	C41	51,37	0,298	22	C41	51,37	0,298	1,237	1,237	C32	375,39	2,177	23	C32	375,39	2,177	2,336	2,336	C33	430,12	2,495	24	C33	430,12	2,495	1,897	1,897	C34	223,99	1,299
17	C21	229,45		1,331	2,908	2,908																																																																																							
	C42 (projeté)	110,65		0,642																																																																																									
	C22	172,66		1,001																																																																																									
	C24	490		2,842																																																																																									
18	C22	172,66		1,001	1,463	1,463																																																																																							
	C23	331,88		1,925																																																																																									
19	C23	331,88		1,925	3,251	20,251																																																																																							
	C24	490		2,842																																																																																									
	C27	299,12		1,735																																																																																									
20	C27	299,12		1,735	1,805	1,805																																																																																							
	C26	323,29		1,875																																																																																									
21	C26	323,29		1,875	1,086	1,086																																																																																							
	C41	51,37		0,298																																																																																									
22	C41	51,37		0,298	1,237	1,237																																																																																							
	C32	375,39		2,177																																																																																									
23	C32	375,39		2,177	2,336	2,336																																																																																							
	C33	430,12		2,495																																																																																									
24	C33	430,12		2,495	1,897	1,897																																																																																							
	C34	223,99		1,299																																																																																									

b.3) Positionnement du réservoir projeté (RV zone 2) :

b.3.1) Méthode de calcul :

De même que pour la zone 1, on procède à la détermination de la longueur entre le point de référence qui sera n24 et celui de l'implantation du réservoir noté ny par l'application du théorème de Thalès.

On appliquera après la formule de Darcy-Weisbach pour le calcul de la cote du radier du réservoir de la zone 2.

En appliquant le théorème de Thalès, on déterminera la longueur entre le point n24 (point de référence) et le point d'implantation du réservoir qu'on notera ny.

Le théorème de Thalès sera appliqué suivant la figure illustrative ci-dessous

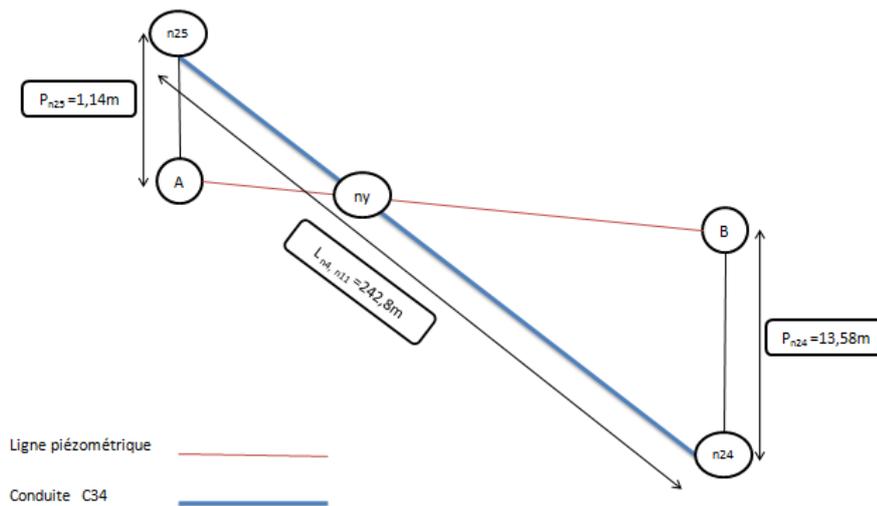


Fig III.9: Ligne piézométrique de la conduite C34 après régulation des pressions

Remarque:

Le point noté ny représente le point d'implantation du réservoir de la zone 2.

P_{n24} et P_{n25} représentent respectivement les pressions au niveau des nœuds n24 et n25.

Les inconnus dans ce cas seront $L_{n24, ny}$ et $L_{ny, n25}$.

b.3.4) Calcul de la longueur (n24,ny) :

En appliquant le théorème de Thalès selon la figure III.4 illustrant la conduite C34 et la ligne piézométrique reliant les points n24 et n25, on peut déterminer la longueur $L_{n24, ny}$ comme suit :

Comme définit plus haut, le parallélisme est une condition fondamentale pour l'application du théorème.

On a $L_{n25, A}$ est parallèle à $L_{n24, B}$, donc le théorème est applicable.

$$\text{Donc } \frac{L_{ny, n25}}{L_{ny, n24}} = \frac{L_{ny, A}}{L_{ny, B}} = \frac{L_{n25, A}}{L_{n24, B}}$$

Avec:

$L_{ny, n25}$: Longueur entre le nœud noté ny et le nœud n25 en (m).

$L_{ny, n24}$: Longueur entre le nœud noté ny et le nœud n24 en (m).

$L_{n25, A}$: Longueur entre le nœud noté n25 et le point A en (m).

$L_{n24, B}$: Longueur entre le nœud noté n24 et le point B en (m).

$L_{ny, n25}$ et $L_{ny, n24}$ sont les connus à déterminer;

$$\Leftrightarrow \frac{L_{n25, A}}{L_{n24, B}} = 0,084 = \frac{L_{ny, n25}}{L_{ny, n24}}$$

$$\Leftrightarrow L_{ny, n25} = 0,084 \cdot L_{ny, n24}$$

On sait que :

$$L_{ny, n25} + L_{ny, n24} = L_{n24, n25} = 242,8 \text{ m.}$$

$$0,084 \cdot L_{ny, n24} + L_{ny, n24} = 242,8 \text{ m.}$$

$$1,084 \cdot L_{ny, n24} = 242,8 \text{ m.}$$

$$\text{D'où : } L_{ny, n24} = \frac{242,8}{1,084} = 223,99 \text{ m.}$$

On déduit alors la longueur $L_{ny, n25}$ comme suit :

$$L_{ny, n25} + L_{ny, n24} = 242,8 \text{ m.}$$

$$\Leftrightarrow L_{ny, n25} = 242,8 - L_{ny, n24} = 242,8 - 223,99$$

$$\Leftrightarrow L_{ny, n25} = 18,81 \text{ m.}$$

Une fois les longueurs déterminés on passe au calcul de la cote d'implantation de notre réservoir. Pour se faire, on appliquera la formule de Darcy - Weisbach entre le nœud n24 et le nœud ny.

$$\Delta H_{n24,ny} = \frac{K'.L(n24 - ny).Q(n24 - ny)^B}{D(n24 - ny)^m} = C_{pny} - C_{pn24}$$

Sachant que C_{pny} n'est que la cote du radier du réservoir à implanter.

$$\Leftrightarrow C_{pny} = C_{pn24} + \frac{K'.L(n24 - ny).Q(n24 - ny)^B}{D(n24 - ny)^m}$$

$$\Leftrightarrow C_{pny} = 141,13 + \frac{0,00179.223,99.0,00516^{1,77}}{0,1102^{4,774}}$$

$$\Leftrightarrow C_{pny} = 141,86 \text{ m.}$$

On conclue que le réservoir de la zone 2 sera implanté à une cote du terrain de 141,86 m et à une distance de 223,99 m du point de référence n24.

b.4) Etude de faisabilité :

Le réservoir RV Zone 2 sera implanté dans la zone dite zone homogène ZEV Ilot n°10 de superficie 216244 m², située entre la forêt existante et les habitations collectifs.

Cependant, selon les prescriptions d'aménagement, la forêt, qui est un élément essentiel du site et qui constitue un relief forestier important, doit être prise en compte dans la composition urbaine lors de l'implantation du réservoir qui ne doit pas défavoriser la façade forestière.

En référence au plan de masse relatif à la zone d'étude et à la prospection géotechnique telle stipulée au titre a.4.2, il est tout à fait possible d'implanter un réservoir au point calculé.

b.5) Dimensionnement du réseau de la zone 2 après implantation du réservoir :

De même que précédemment, on appliquera la méthode du diamètre avantageux.

Remarque :

Le débit qui devrait sortir du réservoir projeté (zone 2) pour alimenter la zone 2 est de 22,35 l/s.

A partir de cette information, on peut procéder à la distribution arbitraire des débits et attribuer à chaque débit le diamètre correspondant selon le tableau III.33.

Tab III.33 : Débit en fonction des diamètres avantageux

tronçons	débit de transit	Dext	Dint
	(l/s)	(mm)	(mm)
C34	22,35	200	176,2
C33	20,45	200	176,2
C32	18,12	160	141
C41	16,88	160	141
C25	2,48	75	63,8
C26	13,31	125	110,2
C27	11,51	110	96,8
C23	3,06	75	63,8
C24	5,19	75	63,8
C22	1,60	75	63,8
C21	0,76	75	63,8
C42 (projetée)	4,65	75	63,8
C13	4,11	75	63,8

b.6) Résultat de simulation :**b.6.1) Cas de pointe :****b.6.1.1) Résultats de simulation au niveau des arcs :**

Les vitesses et les pertes de charge dans le réseau de distribution sont données par le tableau III.34.

Tab III.34: État des Arcs du Réseau: (cas de pointe Zone 2)

	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
ID Arc	m	mm	LPS	m/s	m/km
Tuyau C27	299,12	220,4	8,93	0,23	0,28
Tuyau C32	375,39	220,4	16,01	0,42	0,83
Tuyau C25	363,83	63,8	-2,95	0,92	17,22
Tuyau C26	323,29	277,6	10,74	0,18	0,13
Tuyau C13	75,36	63,8	-2,00	0,63	8,28
Tuyau C21	229,45	63,8	1,23	0,38	3,35
Tuyau C22	172,66	63,8	-1,56	0,49	5,24
Tuyau C24	490	63,8	-2,65	0,83	14,10
Tuyau C23	331,88	63,8	-3,03	0,95	18,09
Tuyau C41	51,37	220,4	-14,77	0,39	0,72
Tuyau C33	430,12	277,6	-18,35	0,30	0,34
Tuyau C34	223,99	277,6	-20,24	0,33	0,41
Tuyau C42	110,65	63,8	2,54	0,79	12,96

Remarque:

En cas de pointe, les vitesses sont toutes acceptables (dans l'intervalle préconisé) à l'exception des deux tronçons C26 et C27 où cette dernière est légèrement en dessous de l'intervalle avec respectivement 0,18 m/s et 0,23 m/s.

b.6.1.2) Résultats de simulation au niveau des nœuds:

Les charges et les pressions au niveau de chaque nœud sont données dans le tableau suivant:

Tab III.35 :Etat des nœuds du réseau: cas de pointe (Zone 2)

	Altitude	Demande Base	Charge	Pression
ID Noeud	m	LPS	m	m
Noeud n12	86,52	0,539	137,80	51,28
Noeud n11	82,98	2	137,18	54,20
Noeud n21	111,45	1,086	146,27	34,82
Noeud n16	73,41	1,721	140,00	66,59
Noeud n19	125,52	3,251	146,14	20,62
Noeud n22	112,99	1,237	146,31	33,32
Noeud n20	137,71	1,805	146,23	8,52
Noeud n23	114,42	2,336	146,62	32,20
Noeud n24	127,55	1,897	146,77	19,22
Noeud n18	85,44	1,463	140,14	54,70
Noeud n17	85,889	2,908	139,24	53,35
Réservoir Zone2	141,86	Sans Valeur	146,86	5,00

Remarque:

Les pressions au niveau de cette zone 2 sont pratiquement toutes régulés à l'exception du nœud n20.

b.6.2) Cas de pointe + incendie:**b.6.2.1) Résultats de simulation au niveau des arcs:**

Le débit d'incendie est rajouté au niveau du nœud n19, et ce pour les raisons cités plus haut au titre numéro b.2.2), partie B) Cas de pointe et d'incendie.

Les vitesses et les pertes de charge dans le réseau de distribution sont données par le tableau III.36.

Tab III.36: État des Arcs du Réseau (pointe + inc Zone 2)

ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Débit LPS	Vitesse m/s	Pert.Charge Unit. m/km
Tuyau C27	299,12	220,4	25,84	0,68	2,05
Tuyau C32	375,39	220,4	33,01	0,87	3,26
Tuyau C25	363,83	63,8	-3,04	0,95	18,28
Tuyau C26	323,29	277,6	27,64	0,46	0,74
Tuyau C13	75,36	63,8	-2,00	0,63	8,28
Tuyau C21	229,45	63,8	1,32	0,41	3,84
Tuyau C22	172,66	63,8	-1,52	0,47	4,94
Tuyau C24	490	63,8	-2,61	0,82	13,63
Tuyau C23	331,88	63,8	-2,98	0,93	17,55
Tuyau C41	51,37	220,4	-31,77	0,83	3,03
Tuyau C33	430,12	277,6	-35,35	0,58	1,17
Tuyau C34	223,99	277,6	-37,24	0,62	1,29
Tuyau C42	110,65	63,8	2,54	0,79	12,97

Remarque:

En cas de pointe et d'incendie, les vitesses sont toutes acceptables (dans l'intervalle préconisé).

b.6.2.2) Résultats de simulation au niveau des nœuds:

Les charges et les pressions au niveau de chaque nœud sont données dans le tableau suivant:

Tab III.37 :Etat des nœuds du réseau: (cas de pointe + inc Zone 2)

	Altitude	Demande Base	Charge	Pression
ID Noeud	m	LPS	m	m
Noeud n12	86,52	0,539	135,73	49,21
Noeud n11	82,98	2	135,10	52,12
Noeud n21	111,45	1,086	144,69	33,24
Noeud n16	73,41	1,721	138,04	64,63
Noeud n19	125,52	20,251	143,84	18,32
Noeud n22	112,99	1,237	144,85	31,86
Noeud n20	137,71	1,805	144,46	7,75
Noeud n23	114,42	2,336	146,07	31,65
Noeud n24	127,55	1,897	146,57	19,02
Noeud n18	85,44	1,463	138,02	52,58
Noeud n17	85,889	2,908	137,16	51,27
Réservoir Zone2	141,86	Sans Valeur	146,86	5,00

Remarque:

En cas de pointe et d'incendie, les pressions restent acceptables.

Il y'a toutefois lieu de noter que le nœud n20 qui est dès lors un point élevé par rapport aux autres nœuds présente une pression légèrement basse dans ce cas d'incendie.

Les résultats en cas de pointe et d'incendie sont représentés dans les schémas suivants :

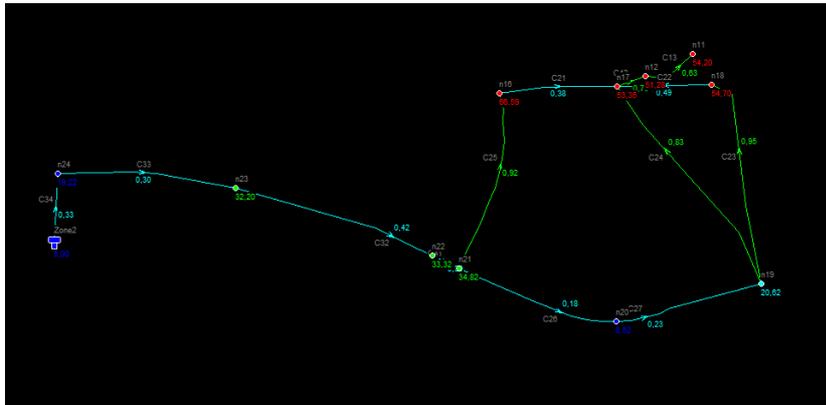


Fig III.10: Schéma du réseau de la zone 2 en cas de pointe

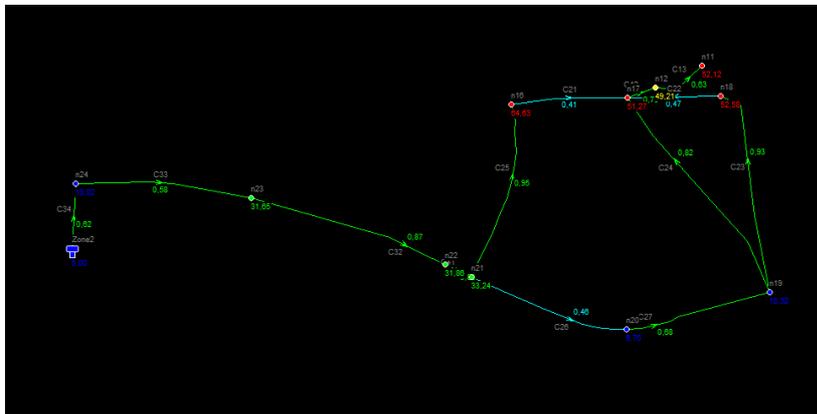


Fig III.11: Schéma du réseau de la zone 2 en cas de pointe et d'incendie

c) Zone 3:

Dans cette zone là, on ne va pas implanter de réservoir, c'est le réservoir existant RV2000EST qui va servir de régulateur de pression.

pour se faire, on va tout simplement effectuer le calcul inverse des nouvelles cotes piézométriques en effectuant les mêmes calculs que précédemment à partir du réservoir RV2000EST jusqu'au nœud n25.

c.1) Calcul des nouvelles cotes piézométriques de la zone 3:**Pour le nœud n29:**

$$C_{R(RV2000EST)} - C_{p_{n29}} = \Delta H_{RV2000EST-n29}$$

$$\Delta H_{RV2000EST-n29} = \frac{K' \cdot L \cdot Q^B}{D^m}$$

$$\Delta H_{RV2000EST-n29} = \frac{0,00179 \cdot 35,37 \cdot (0,067,59)^{1,77}}{0,3526^{4,774}} = 0,049 \text{ m}$$

$$C_{p_{n29}} = C_{R(RV2000EST)} - \Delta H_{RV2000EST-n29} = 186 - 0,049 = 185,95 \text{ m.}$$

La nouvelle cote piézométrique calculée au point n29 est égale à 185,95m

d'où la nouvelle pression en ce même point sera égale à **1,121 m**

Les résultats des nouvelles cotes piézométriques et pressions sont dans le tableau suivant :

Tab III.38: Nouvelles cotes piézométriques pour la zone 3.

	ΔH (m)	CTN (m)	Cp (m)	Pression (m)
C_R (RV2000EST)	0,038	186	/	/
N29		184,83	185,95	1,12
N28	2,58	177,61	183,37	5,76
N27	5,51	161,5	177,86	16,35
N26	0,38	156,62	177,48	20,86
N25	1,76	143,17	175,71	32,54

N29	0,24	184,83	185,95	1,12
N30		181,42	185,71	4,29

Remarque :

Il y'a lieu de noter que les pressions au niveau des nœuds n28, n29 et n30 sont relativement faibles, nous tenterons de remédier à ce problème en ajustant les diamètres du réseau restructuré.

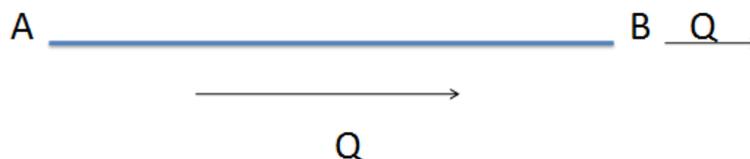
c.2) Restructuration du réseau de la zone 3:

Dans cette zone, nous avons proposé un tracé de réseau ramifié contenant trois ramifications qui acheminent l'eau vers les différentes habitations collectives.

Dans le cas des conduites ramifiées, nous aurons trois types de conduites :

- a) Conduite d'extrémité ;
- b) Conduite à service en route ;
- c) Conduite mixte.

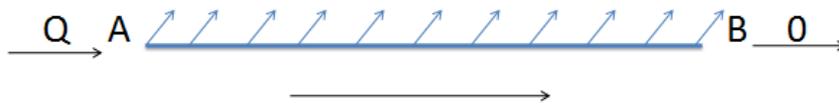
Les schémas suivants illustrent le fonctionnement de chaque conduite.



Conduite d'extrémité

$$Q_{\text{dim}} = Q$$

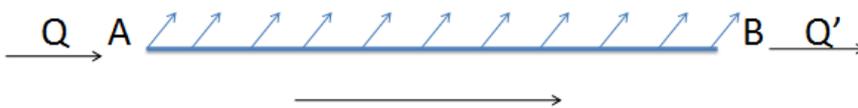
Fig III.12 :Conduite d'extrémité



Conduite à service en route

$$Q_{\text{dim}} = 0,55 \cdot qL$$

Fig III.13 : Conduite à service en route



Conduite mixte

$$Q' = Q - qL$$

$$Q_{\text{dim}} = Q' + 0,55 \cdot qL$$

Fig III.14 : Conduite mixte

Dans notre cas, on aura à dimensionner la conduite à service en route tel que le débit rentrant sera intégralement consommé par l'agglomération.

Le nouveau tracé contiendra en tout onze conduites et onze nœuds avec des cotes de terrain variant de 140,68 m à 186 m.

Cette zone constitue les points les plus hauts du réseau d'AEP de notre zone d'étude, l'alimentation en eau s'effectue à partir du réservoir existant (RV 2000 EST) CTN= 186m, ce dernier va alimenter la zone 3 et le reste du débit va remplir le réservoir de la zone 2 projeté CTN = 141,86m.

c.2.1) Calcul des nouveaux besoins en eau:

La population estimée pour la zone 3 est de 75% des habitants totaux du deuxième étage.

On note 9938 habitants.

Tab III.39: Habitants estimés pour la zone 3.

Habitants (étage 2) en 2049	Pourcentage estimé par la DUC	Habitants (zone 3) en 2049
13250	75 %	9938

Connaissant le débit maximum journalier total de l'étage 2, et celui de la zone 2, il est tout à fait possible de déterminer le débit maximum journalier au niveau de la zone 3

$$Q_{\max j(\text{étage}2)} = 3944,1 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_{\max j(\text{zone}2)} = 1149,6 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$\Rightarrow Q_{\max j(\text{zone}3)} = Q_{\max j(\text{étage}2)} - Q_{\max j(\text{zone}2)} = 2794,5 \text{ m}^3/\text{j}.$$

Tab III.40 : Répartition horaire du Q_{maxj} pour la zone 3

heures	C% popul	Q(m3/h)	C%(cumul)	Q Cumule
0-1	1.00	27,945	1	27,945
1-2	1.00	27,945	2	55,89
2-3	1.00	27,945	3	83,835
3-4	1.00	27,945	4	111,78
4-5	2.00	55,89	6	167,67
5-6	3.00	83,835	9	251,505
6-7	5.00	139,725	14	391,23
7-8	6.50	181,642	20,5	572,872
8-9	6.50	181,642	27	754,514
9-10	5.50	153,697	32,5	908,211
10-11	4.50	125,725	37	1033,936
11-12	5.50	153,697	42,5	1187,633
12-13	7.00	195,615	49,5	1383,248
13-14	7.00	195,615	56,5	1578,863
14-15	5.50	153,697	62	1732,56
15-16	4.50	125,725	66,5	1858,285
16-17	5.00	139,725	71,5	1998,01
17-18	6.50	181,642	78	2179,652
18-19	6.50	181,642	84,5	2361,294
19-20	5.00	139,725	89,5	2501,019
20-21	4.50	125,725	94	2626,744
21-22	3.00	83,835	97	2710,579
22-23	2.00	55,89	99	2766,469
23-24	1,00	27,945	100	2794,5
total	100	2794,5		

On note: le débit de pointe est repéré entre midi et 14 heures.

$$Q_{p(\text{zone 2})} = 195,615 \text{ m}^3/\text{h}$$

d) représentation graphique de la consommation:

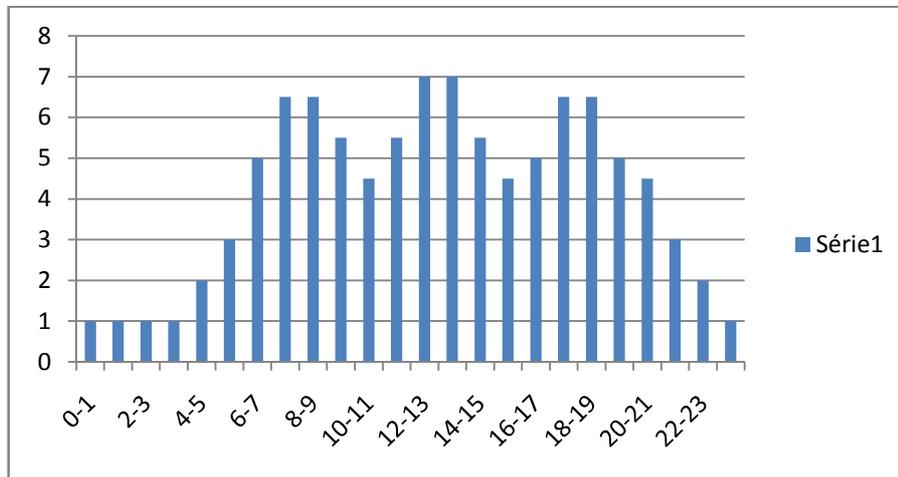


Fig III.15: Consommation horaire de la population zone 3

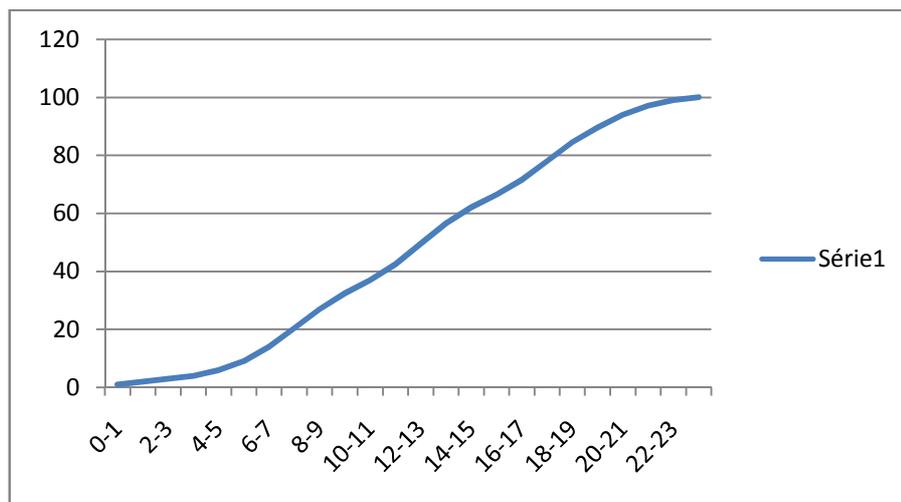


Fig III.16: Courbe intégrale zone 3

c.2.2) Calcul hydraulique :**A) Cas de pointe :**

$$Q_{\max h} = Q_{\text{pte}} = 195,615 \text{ m}^3/\text{h} = 54,34 \text{ l/s}$$

Remarque :

On considère les extrémités des ramifications comme étant des débits concentrés constants qu'on pose égales à 2 l/s chacun. $\sum Q_{\text{conc}} = 8 \text{ l/s}$.

$$\text{Donc } Q_{\text{route}} = Q_{\text{pte}} - Q_{\text{conc}} = 54,34 - 8 = 46,34 \text{ l/s}$$

$$\sum L_i = 1872,82 \text{ m}; \text{ donc : } Q_{\text{sp}} = 46,34/1872,82 = 0,025 \text{ l/s/m}$$

Au final, le débit spécifique est : **$Q_{\text{sp}} = 0,025 \text{ l/s/m}$**

Tab III.41: Récapitulatif du calcul des débits: cas de pointe

Heure de pointe (08 heures à 12 heures)	$Q_{\text{pte}} \text{ (l/s)}$	54,34
	$Q_{\text{route}} \text{ (l/s)}$	46,34
	$\sum L_i \text{ (m)}$	1872,82
	$Q_{\text{sp}} \text{ (l/s/m)}$	0,025

Remarque:

Les calculs effectués vont nous permettre de calculer les débits routes dans chaque tronçon ainsi que les débits nodaux.

Les résultats de calculs des débits routes (repérés dans chaque tronçon) ainsi que les débits nodaux à partir du débits spécifique en cas de pointe sont représentés dans le tableau Tab III.43.

Tab III.42: Calculs des débits routes et des débits aux nœuds: (cas de pointe Zone 3)

Nœuds	Tronçon	Longueur	Qsp	Qr	0,5ΣQr	Qn
N°	N°	(m)	(l/s/m)	(l/s)	(l/s)	(l/s)
25	C42	18,81	0,025	0,490	3,262	3,262
	C43	232,13		6,035		
31	C43	232,13		6,035	4,630	4,630
	C44	80,51		2,093		
	C45	43,55		1,132		
32	C45	43,55		1,132	6,170	6,170
	C46	147,105		3,824		
	C47	283,99		7,384		
27	C47	172,66		4,489	12,145	12,145
	C48	331,88		8,629		
	C49	429,73		11,173		
28	C49	331,88		8,629	10,684	10,684
	C39	490		12,74		
29	C39	299,12		7,777	8,551	8,551
	C38	323,29	8,405			
	C40	35,37	0,920			

B) Cas de pointe + incendie :

En cas d'incendie, il ya lieu de prévoir un volume d'incendie de 120 m^3 , pour un incendie de deux heures, soit un débit de 17 l/s à ajouter au débit de pointe horaire avec:

$$Q_{p+inc} = 54,34 + 17 = 71,34 \text{ l/s}$$

Ce débit sera rajouté au niveau du nœud n28 (pour la zone 3) pour les raisons cités au titre III.1.2.5.2.1.2 partie b) cas de pointe et d'incendie.

Les résultats pour le calcul du cas de pointe et d'incendie sont représentés dans le tableau III.43.

Tab III.43: calcul de débits routes et des débits aux nœuds: cas de pointe + incendie Zone 3

Nœuds	Tronçon	Longueur	Qsp	Qr	0,5ΣQr	Qn
N°	N°	(m)	(l/s/m)	(l/s)	(l/s)	(l/s)
25	C42	18,81	0,026	0,490	3,262	3,262
	C43	232,13		6,035		
31	C43	232,13		6,035	4,630	4,630
	C44	80,51		2,093		
	C45	43,55		1,132		
32	C45	43,55		1,132	6,170	6,170
	C46	147,105		3,824		
	C47	283,99		7,384		
27	C47	172,66		4,489	12,145	12,145
	C48	331,88		8,629		
	C49	429,73		11,173		
28	C49	331,88		8,629	10,684	27,684
	C39	490		12,74		
29	C39	299,12		7,777	8,551	8,551
	C38	323,29	8,405			
	C40	35,37	0,920			

c.3) Dimensionnement du réseau de la zone 3 :

De même que précédemment, on appliquera la méthode du diamètre avantageux.

On procède à la distribution arbitraire des débits et on va attribuer à chaque débit le diamètre correspondant.

Tab III.44 : Débit en fonction des diamètres avantageux

tronçons	débit de transit	Dext	Dint
	(l/s)	(mm)	(mm)
C40	54,34	250	220,4
C38	2	75	63,8
C39	42,89	250	220,4
C49	32,21	200	176,2
C48	2	75	63,8
C47	18,06	160	141
C46	2	75	63,8
C45	9,89	110	96,8
C44	2	75	63,8
C43	3,26	75	63,8
C42	0	250	220,4

b.6) Résultat de simulation :**b.6.1) Cas de pointe :****b.6.1.1) Résultats de simulation au niveau des arcs :**

Les vitesses et les pertes de charge dans le réseau de distribution sont données par le tableau III.45.

Tab III.45: État des Arcs du Réseau (cas de pointe Zone 3)

	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
ID Arc	m	mm	LPS	m/s	m/km
Tuyau C49	429,73	277,6	32,21	0,53	0,98
Tuyau C40	35,37	352,6	53,44	0,55	0,77
Tuyau C38	45,96	63,8	-2,00	0,63	8,28
Tuyau C48	160,71	63,8	2,00	0,63	8,28
Tuyau C46	147,105	63,8	2,00	0,63	8,28
Tuyau C45	43,55	110,2	9,89	1,04	10,83
Tuyau C43	232,13	79,2	3,26	0,66	7,00
Tuyau C44	80,513	63,8	2,00	0,63	8,28
Tuyau C47	283,99	141	18,06	1,16	9,82
Tuyau C42	18,81	220,4	0,00	0,00	0,00
Tuyau C39	394,95	352,6	42,89	0,44	0,51

Remarque:

En cas de pointe, les vitesses sont toutes acceptables (dans l'intervalle préconisé)

b.6.1.2) Résultats de simulation au niveau des nœuds:

Les charges et les pressions au niveau de chaque nœud sont données dans le tableau suivant:

Tab III.46 :Etat des nœuds du réseau (cas de pointe Zone 3)

	Altitude	Demande Base	Charge	Pression
ID Noeud	m	LPS	m	m
Noeud n25	143,17	3,262	185,46	42,29
Noeud n27	161,5	12,145	190,35	28,85
Noeud n30	181,42	2	190,59	9,17
Noeud n28	177,61	10,684	190,77	13,16
Noeud n29	181,93	8,551	190,97	9,04
Noeud n35	141,58	2	189,02	47,44
Noeud n32	156,68	6,170	187,56	30,88
Noeud n34	151,29	2	186,34	35,05
Noeud n31	151,8	4,630	187,09	35,29
Noeud n33	140,68	2	186,42	45,74
Noeud Zone2	141,86	0	185,46	43,60
RV2000EST	186	Sans Valeur	191,00	5,00

Remarque:

Grace à la restructuration proposée, on à réussi à élever les pressions dans ces points hauts, en effet, l'ancien tracé à provoqué une chute de pressions au niveau des nœuds n28, n29 et n30, actuellement, les pressions au niveau de ces nœud sont tous acceptables.

b.6.2) Cas de pointe + incendie:**b.6.2.1) Résultats de simulation au niveau des arcs:**

Le débit d'incendie est rajouté au niveau du nœud n28, et ce pour les raisons cités plus haut au titre numéro III.1.2.5.2.1.2, partie B) Cas de pointe et d'incendie.

Les vitesses et les pertes de charge dans le réseau de distribution sont données par le tableau III.47.

Tab III.47: État des Arcs du Réseau (cas de pointe + inc Zone 3)

ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Débit LPS	Vitesse m/s	Pert.Charge Unit. m/km
Tuyau C49	429,73	277,6	32,21	0,53	0,98
Tuyau C40	35,37	352,6	70,44	0,72	1,30
Tuyau C38	45,96	63,8	-2,00	0,63	8,28
Tuyau C48	160,71	63,8	2,00	0,63	8,28
Tuyau C46	147,105	63,8	2,00	0,63	8,28
Tuyau C45	43,55	110,2	9,89	1,04	10,83
Tuyau C43	232,13	79,2	3,26	0,66	7,00
Tuyau C44	80,513	63,8	2,00	0,63	8,28
Tuyau C47	283,99	141	18,06	1,16	9,82
Tuyau C42	18,81	220,4	0,00	0,00	0,00
Tuyau C39	394,95	352,6	59,89	0,61	0,96

Remarque: En cas de pointe et d'incendie, les vitesses sont toutes acceptables (dans l'intervalle préconisé).

b.6.2.2) Résultats de simulation au niveau des nœuds:

Les charges et les pressions au niveau de chaque nœud sont données dans le tableau suivant:

Tab III.48 :Etat des nœuds du réseau (cas de pointe + inc Zone 3)

	Altitude	Demande Base	Charge	Pression
ID Noeud	m	LPS	m	m
Noeud n25	143,17	3,262	185,27	42,10
Noeud n27	161,5	12,145	190,16	28,66
Noeud n30	181,42	2	190,57	9,15
Noeud n28	177,61	27,684	190,58	12,97
Noeud n29	181,93	8,551	190,95	9,02
Noeud n35	141,58	2	188,83	47,25
Noeud n32	156,68	6,170	187,37	30,69
Noeud n34	151,29	2	186,15	34,86
Noeud n31	151,8	4,630	186,89	35,09
Noeud n33	140,68	2	186,23	45,55
Noeud Zone2	141,86	0	185,27	43,41
RV2000EST	186	Sans Valeur	191,00	5,00

Remarque:

En cas de pointe et d'incendie, les pressions n'ont pas trop changés par rapport au cas de pointe et la pression minimale dans le point n28 est assurée.

Les résultats de simulation pour la zone 3 sont représentés dans les schémas suivants :



Fig III.17: Schéma du réseau de la zone 3 en cas de pointe

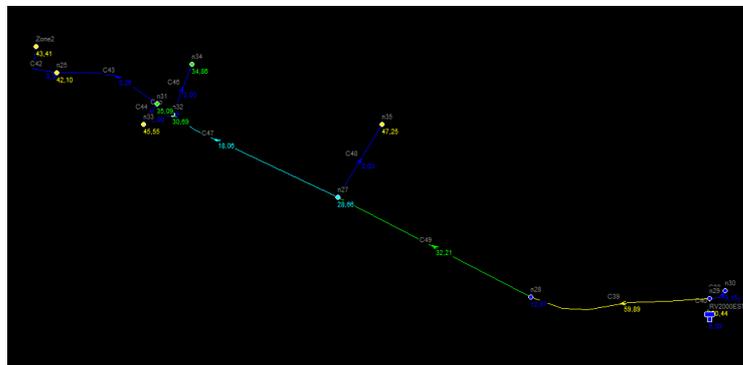


Fig III.18: Schéma du réseau de la zone 3 en cas de pointe et d'incendie

III.1.2.5.5 Résultats de la simulation de l'intégralité du réseau restructuré :**A) Cas de pointe :****A.1) Résultats de simulation au niveau des arcs:**

Les vitesses et les pertes de charge dans le réseau de distribution sont données par le tableau III.49 en annexe 1.

Remarque:

En cas de pointe, les vitesses sont pratiquement acceptables (dans l'intervalle préconisé) à l'exception de quelques tronçons où cette dernière est légèrement en dessous de l'intervalle.

A.2) Les résultats de simulation au niveau des nœuds:

Les charges et les pressions au niveau de chaque nœud sont données dans le tableau suivant Tab III.50 en annexe 2.

Remarque:

Les pressions en cas de pointe (une fois le réseau restructuré) sont dans les normes et ne devons pas compromettre la pérennité du système.

B) Cas de pointe + incendie :**B.1) Résultats de simulation au niveau des arcs:**

Les vitesses et les pertes de charge dans le réseau de distribution sont données par le tableau III.51 en annexe 3.

Remarque:

En cas de pointe, les vitesses sont pratiquement acceptables (dans l'intervalle préconisé) à l'exception de quelques tronçons où cette dernière est légèrement en dessous de l'intervalle.

B.2) Les résultats de simulation au niveau des nœuds:

Les charges et les pressions au niveau de chaque nœud sont données dans le tableau III.52 en annexe 4.

Remarque:

Les pressions en cas de pointe et d'incendie sont acceptables.

Les résultats de calcul ont montrés ce qui suit :

- **En cas de pointe;** le nœud où la pression est la plus importante est le nœud n16, d'une cote piézométrique de : 140 m, avec une cote de terrain de : 73,41 m, soit une pression au sol de 66,59 m.
- **En cas de pointe;** le nœud où la pression est la plus faible est le nœud n20, d'une cote piézométrique de : 146,23 m, avec une cote de terrain de : 137,71 m, soit une pression au sol de 8,52 m.
- **En cas de pointe plus incendie;** le nœud où la pression est la plus importante est le nœud n16, d'une cote piézométrique de : 138,04 m avec une cote de terrain de : 73,41 m, soit une pression au sol de 64,63 m.
- **En cas de pointe plus incendie;** le nœud où la pression est la plus faible est le nœud n20, d'une cote piézométrique de : 144,46 m et une cote au sol : 137,71 m, soit une pression au sol de 6,75 m.

Les pressions ont très légèrement diminués en cas de pointe et d'incendie.

Les résultats en cas de pointe et d'incendie sont représentés dans les schémas Fig III.19 en annexe 5 et III.20 en annexe 6.

III.1.3 Conclusion :

Le poumon du travail consistait à réduire les pressions au niveau des points bas et élever ces dernières aux points hauts. Pour ce faire nous avons proposés deux variantes à étudier à savoir :

- 1) Installation de réducteurs de pression
- 2) Restructuration du réseau

On a vite constaté que la première variante est inadaptée dans la mesure où ces derniers nécessitent une gestion rigoureuse et malgré cela, ils se dégradent très rapidement.

La restructuration consistait à modifier la morphologie du réseau de telle sorte à créer de nouveaux étages pour permettre un meilleur fonctionnement du réseau. Pour cela, on a réalisé l'implantation de deux réservoirs de type semi-enterrés qui ont servi de régulateurs de pression en amont de chaque zone. Pour ce faire, on a subdivisé notre réseau en trois zones, chaque zone est alimentée par un réservoir semi-enterré afin de permettre la régulation des pressions en aval du réservoir projeté.

Pour chaque zone nous avons calculé les nouvelles cotes piézométriques, restructuré le réseau, c'est à dire, (calculer les nouveaux besoins en eau, déterminer le débit de pointe pour chaque zone, et proposer un nouveau tracé), on a également positionné les réservoirs en se référant au théorème de Thalès, et étudié la faisabilité de l'implantation de ces réservoirs avec des prospections géographiques et géotechniques.

Les résultats de simulation ont bel et bien montré que le réseau fonctionne à son rendement optimal et que les pressions ont été régulées.

Chapitre – IV –
CALCUL DES RESERVOIRS

IV.1 Introduction :

IV.1.1 Fonctionnement du système avant la restructuration:

La ville de Tipaza est située dans un terrain à forte dénivellation, notre zone en question est desservie de façon gravitaire, le premier étage (étage 2*500), sera alimenté à partir des réservoirs existants $2 \times 500 \text{ m}^3$ situés à CTN=90m qui distribuent un débit de $3595 \text{ m}^3/\text{j}$, ces derniers sont alimentés gravitairement par le réservoir de l'étage 3 CTN=160 m où l'arrivée de l'eau à ces réservoirs sera assurée à partir du réservoir de capacité 5000 m^3 .

Quant au deuxième étage (étage 2000 est), le réseau sera alimenté par un réservoir de stockage de capacité 2000 m^3 CTN=186m (réservoir de distribution), il est alimenté gravitairement à partir du réservoir 5000 m^3 .

IV.1.2 Fonctionnement du système après la restructuration:

La restructuration du réseau consistait à transformer le réseau de deux étages en un réseau à trois étages reliés entre eux par des réservoirs de type semi-enterrés dans le but d'optimiser le fonctionnement du réseau et donner lieu à des pressions régulières.

a) Zone 1:

Nous avons projeté un réservoir de type semi-enterré à la CTN= 76,81 m, ce dernier va non seulement réduire les pressions dans les points bas du réseau, mais aussi renforcer l'AEP de l'étage premier en fournissant un débit supplémentaire.

Le réservoir projeté de la zone 1 devra fournir un débit journalier égale à :

$$Q_{\text{maxj}}(z1) = 3439,34 \text{ m}^3/\text{j}.$$

b) Zone 2:

En amont de la deuxième zone, un autre réservoir de type semi-enterré sera implanté à la CTN= 141,86 m, ce dernier aura les mêmes missions que le réservoir de la zone 1 en régulant les pressions en aval et en renforçant l'AEP de la zone.

Le réservoir projeté de la zone 2 devra fournir un débit journalier de qui sera la somme entre le débit de remplissage du réservoir de la zone 1 et du débit journalier consommé par l'agglomération de la zone 2.

$$Q_{\text{maxj}}(z2) = 3439,34 + 1149,6 = 4588,94 \text{ m}^3/\text{j}.$$

c) Zone 3:

La zone 3 quant à elle, fera l'objet d'un réseau ramifié alimenté par le réservoir existant (RV2000EST), le reste du débit remplira le réservoir projeté de la zone 2.

Le réservoir existant (RV 2000 EST) de la zone 3 devra fournir un débit journalier suffisant pour alimenter l'intégralité du réseau.

La capacité recommandée de ce dernier devra être la somme entre le débit journalier consommé par la zone 3 et le débit de remplissage du réservoir de la zone 2.

$$Q_{\max j}(z3) = 2794,5 + 4588,94 = 7383,44 \text{ m}^3/\text{j}.$$

C'est dans ce cadre que s'enregistre notre travail pour ce quatrième chapitre, nous procéderons dans un premier temps au calcul hydraulique des réservoirs projetés (RV zone 1 et RV zone 2) et du réservoir existant RV 2000 EST, ensuite nous détaillerons la partie génie civil en mettant en avant les composants d'un réservoir semi-enterré et en déterminant ces calculs essentiels.

IV.2 Historique des réservoirs :

A l'époque romaine, on utilisait ce que l'on appelait des castellum, qui recevaient l'eau des aqueducs afin d'assurer l'approvisionnement en eau des villes. Ce dernier avait la forme d'un réservoir cylindrique, d'où partaient des conduites généralement en plomb.

L'alimentation s'effectuait soit par l'intermédiaire de fontaines publiques fonctionnant sans arrêt, soit par un réseau de distribution vers les maisons. Ces édifices, érigés dans les différents quartiers des villes, étaient composés d'un socle en maçonnerie sur lequel reposait un réservoir monolithique.

Cette simple conception est resté d'application jusqu'au dix-neuvième siècle.

Cet aspect s'est marqué plus clairement encore, à partir de 1835, quand la France commença à développer son réseau des chemins de fer, basé sur la traction à vapeur. Les locomotives devaient pouvoir régulièrement se ravitailler en eau, ce qui nécessitait la livraison de grandes quantités en peu de temps, chose qui n'était pas réalisable en faisant usage de pompes. La solution au problème fut trouvée par l'installation de réservoirs surélevés constitués de cuves en bois ou en fer, installées à l'étage supérieur d'un édifice d'apparence ordinaire.

L'aspect extérieur d'un château d'eau est déterminé en premier lieu par les caractéristiques techniques, plus précisément par la capacité et l'élévation de la cuve. Ensuite, ce seront la disponibilité des matériaux de construction et l'évolution du génie civil qui joueront un rôle. C'est ainsi qu'entre 1880 et 1910 que les améliorations en matière de construction des cuves en fer ont fortement influencé l'aspect des châteaux d'eau, tandis que l'apparition d'abord du béton armé et celle ensuite du béton précontraint ont visiblement influencé l'évolution récente de la construction des châteaux d'eau.

IV.3 Rôle des réservoirs :

Un réservoir d'eau est une enceinte de confinement d'eau permettant son stockage pour une utilisation ultérieure. Les réservoirs dans un système d'alimentation en eau potable sont des ouvrages hydrotechniques annexes au réseau de distribution qui ont pour rôle ce qui suit:

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

➤ Ils permettent d'emmagasinier l'eau lorsque la consommation est inférieure à la production, et la restituent lorsque la consommation devient importante.

➤ Les réservoirs assurent la fonction de sécurité. En effet, ils permettent une certaine souplesse pour faire face, sans gêne pour les utilisateurs, aux incidents suivants :

- ✓ Panne électrique ;
- ✓ Remplacement d'une pompe ;
- ✓ Rupture d'une canalisation d'adduction.

➤ Maintenir les réseau sous une pression suffisante en assurant une pression relativement stable.

➤ Certains réservoirs sont équipés de telle manière qu'une partie de leur capacité constitue une réserve d'incendie. Ce volume se renouvelle sans être entamé par un dispositif spécial dit système à évent, le plus souvent constitué par un siphon, qui se désamorçe lorsque le niveau de la réserve est atteint.

➤ Ils peuvent également jouer un rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée.

➤ Les réservoirs peuvent aussi jouer le rôle de relais ils sont appelés dans ce cas réservoirs tampons.

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

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

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

➤ Assurer un temps de contact suffisant entre l'agent désinfectant et l'eau, et ainsi, garantir une désinfection adéquate de celle-ci avant la distribution.

IV.4 L'emplacement des réservoirs :

Pour l'emplacement du réservoir, il faut tenir compte de certaines considérations, il ya souvent lieu de trouver des compromis qui permettent d'obtenir les meilleurs résultats technico-économiques. Ces considérations sont les suivants:

- Pour assurer une pression nécessaire en tout point du réseau, il est primordial que les réservoirs doivent être implantés à une altitude plus élevée que tout les point du réseau.
- Pour des raisons économiques, il est préférable que son remplissage se fait gravitairement.
- L'implantation doit se faire aussi de préférence, à l'extrémité de la ville ou à proximité du centre important de consommation.
- Les terrains d'implantation des réservoirs doivent être stables, d'où la nécessité d'une étude géotechnique adéquate avant d'entamer toute procédure de construction.

IV.5 Classification des réservoirs :

La classification des réservoirs se base sur les critères suivants :

a) Selon la position par rapport au sol :

- Soit enterré.
- Soit semi enterré.
- Soit posé sur sol.
- Soit surélevé.

b) Selon la forme de la cuve :

Carré, rectangulaire ou bien circulaires.

c) Selon la capacité :

Grande, moyenne ou petite capacité.

les réservoirs sont construits en maçonnerie et surtout en béton armé ou en béton précontraint.

IV.6 Caractéristiques des réservoirs :

Il doit répondre aux impératifs ci dessous :

a) Résistance : L'ouvrage doit équilibrer les efforts auxquels il est soumis à savoir; poids propre, poids de l'eau, les efforts dus aux vents et aux séismes.

b) Durabilité : Les matériaux qui constituent le réservoir doivent conserver toutes leurs propriétés initiales suite à de longues périodes de contact avec l'eau.

c) Etanchéité : Les réservoirs doivent présenter une étanchéité absolue et parfaite afin d'éviter les infiltrations des eaux de pluie, des déchets qui peuvent entraîner une contamination de l'eau.

IV.7 Détermination de la capacité des réservoirs :**IV.7.1 Principe de calcul :**

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

- a) Soit à la méthode graphique,
- b) Soit à la méthode analytique: Elle consiste au calcul du cumul d'eau au niveau du réservoir lorsque la demande est inférieure à l'apport, cette quantité d'eau comblera le déficit dans les heures où la demande est supérieure à l'apport. Autrement dit, cette méthode consiste à faire un calcul de résidus entre un régime d'alimentation qui est caractérisé par un débit constant avec un régime de consommation caractérisé par un débit variable (en fonction de la consommation de l'agglomération).

On ressort le volume qui suit :

La capacité de la cuve est déterminée en considérant le débit maximum horaire $Q_{\max h}$

$$Q_{hMax} = \frac{Q_{j \max}}{24} = \frac{3439,34}{24} \Rightarrow Q_{jMax} = 143,30 m^3 / h$$

Dans notre cas, nous allons opter pour la méthode analytique qui consistera à déterminer les excès et les déficits à différentes heures de la journée.

Le volume est donné par : $V = \left| \Delta V^+ \max \right| + \left| \Delta V^- \max \right| + V_{inc}$

ΔV^+ : excédent en eau à différentes heures de la journée

ΔV^- : insuffisantes en eau à différentes heures de la journée

V_{inc} : réserve d'incendie $V_{inc} = 120 m^3$

$a\%$: coefficient de répartition horaire des apports en fonction des heures et de la population, il est exprimé en %.

IV.7.2 Calcul des volumes des réservoirs :**IV.7.2.1 Calcul du volume du réservoir (RV Zone 1) projeté :****IV.7.2.1.1 Calcul de la capacité du réservoir (RV Zone 1) projeté :**

La détermination de la capacité du réservoir est basée sur la variation horaire de la consommation et de l'apport de l'eau pour chaque heure, pendant 24 heures comme le montre le tableau Tab IV.1 ci-dessous.

Tab IV.1 Calcul de la capacité du réservoir (RV Zone 1)

Heures	Conso mmatio n Horaire en (%)	Volumes partiels		Volumes cumulés		ΔV^+	ΔV^-
		Apport (%)	Consomm ation (%)	Apport	Cons		
0-1	1.5	143,306	51,590	143,306	51,590	91,716	
1-2	1.5	143,306	51,590	286,612	103,180	183,432	
2-3	1.5	143,306	51,590	429,918	154,77	275,148	
3-4	1.5	143,306	51,590	573,224	206,36	366,864	
4-5	2.5	143,306	85,983	716,53	292,343	424,187	
5-6	3.5	143,306	120,377	859,836	412,72	447,116	
6-7	4.5	143,306	154,770	1003,142	567,49	435,652	
7-8	5.5	143,306	189,1637	1146,448	756,6537	389,7943	
8-9	6.25	143,306	214,9587	1289,754	971,6124	318,1416	
9-10	6.25	143,306	214,9587	1433,06	1186,5711	246,4889	
10-11	6.25	143,306	214,9587	1576,366	1401,5298	174,8362	
11-12	6.25	143,306	214,9587	1719,672	1616,4885	103,1835	
12-13	5.00	143,306	171,967	1862,978	1788,4555	74,5225	
13-14	5.00	143,306	171,967	2006,284	1960,4225	45,8615	
14-15	5.50	143,306	189,1637	2149,586	2149,5862	0	
15-16	6.00	143,306	206,3604	2292,896	2355,9466		63,0506
16-17	6.00	143,306	206,3604	2436,202	2562,307		126,105
17-18	5.50	143,306	189,1637	2579,508	2751,4707		171,9627
18-19	5.00	143,306	171,967	2722,814	2923,4377		200,6237
19-20	4.50	143,306	154,770	2866,12	3078,2077		212,0877
20-21	4.00	143,306	137,5736	3009,426	3215,7813		206,3553
21-22	3.00	143,306	103,1802	3152,732	3318,9615		166,2295
22-23	2.00	143,306	68,7868	3296,038	3387,7483		91,7103
23-24	1.50	143,306	51,5901	3439,34	3439,34		0

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta V^+ : \text{Volume d'eau en excès} \\ \Delta V^- : \text{insuffisance} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \Delta V^+ = \text{Apport} - \text{Cons} \quad \text{si Apport} > \text{Cons} \\ \Delta V^- = \text{Cons} - \text{Apport} \quad \text{si Cons} > \text{Apport} \end{array} \right.$$

D'après le tableau ci-dessus nous remarquons que de 0^h à 14^h nous avons un excès en eau car V apport est supérieur à Consommé

La valeur max ΔV^+ est atteinte de 5^h à 6^h et sa valeur est 447,116 m³.

A partir de 15^h à 23^h nous avons une insuffisance en eau ΔV^- car l'apport est inférieur au volume consommé

De 19^h à 20^h, la valeur maximale de ΔV^- est atteinte et égale à 212,0877 m³.

La capacité du réservoir se calcule comme suit :

$$V_{\text{total}} = \Delta V^+_{\text{max}} + \Delta V^-_{\text{max}} + V_{\text{inc}} \quad \text{avec } V_{\text{inc}} : \text{volume d'eau prévu pour les risques d'incendie}$$

$$V_{\text{inc}} = 120 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{total}} = 447,116 + 212,0877 + 120 = 779,2037 \text{ m}^3.$$

$$V_{\text{total}} = 779,2037 \text{ m}^3$$

Remarque :

Le réservoir projeté de la zone 1 aura une capacité de 1000 m³.

IV.7.2.1.2 Dimensionnement du réservoir (RV Zone1) projeté :

La hauteur optimale d'eau utile h est située entre 3 et 6 m. Cette hauteur peut atteindre 7 à 8 m dans le cas des grands réservoirs.

IV.7.2.1.2.1 Diamètre de la cuve :

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * V_n}{\pi * h}} \quad \text{(IV.3)}$$

V_n : capacité normalisée du réservoir (m³) ;

S : section du réservoir (m²) ;

D : diamètre de la cuve (m) ;

h : hauteur utile optimale d'eau (m) ;

On pose: h = 5 m.

$$\text{AN: } D = \sqrt{\frac{4 * 1000}{3.14 * 5}} \Rightarrow D = 15,96 \text{ m, on prends: } \mathbf{D = 20 \text{ m}}$$

IV.7.2.1.2.2 Réévaluation de la hauteur d'eau h :

$$h = \frac{4 * V_n}{\pi * D^2} \quad (\text{IV.4})$$

$$\text{AN: } h = \frac{4 * 1000}{3.14 * 20^2} \Rightarrow h = 3,18 \text{ m}$$

IV.7.2.1.2.3 la section de la cuve :

$$S = \frac{V_n}{h}$$

$$\text{AN: } S = \frac{1000}{3,18} \Rightarrow S = 314,465 \text{ m}^2$$

IV.7.2.1.2.4 La hauteur totale du réservoir :

En plus de la hauteur utile optimale d'eau dans la cuve, il faut prévoir un espace appelé revanche ou matelas d'air d'une épaisseur variant de 0,25 à 1m, au-dessus du plan d'eau.

$$H = h + R \quad (\text{IV.5})$$

H : hauteur totale du réservoir (m) ;

R : revanche (m),

On prends : R = 0,5 m

$$\text{AN: } H = 3,18 + 0,5 \Rightarrow H = 3,68 \text{ m}$$

IV.7.2.1.2.5 La hauteur de la réserve d'incendie :

On calcule la hauteur de la réserve d'incendie par la formule :

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} \quad (\text{IV.6})$$

h_{inc} : hauteur de la réserve d'incendie (m) ;

$$\text{AN: } h_{inc} = \frac{120}{314,465} \Rightarrow h_{inc} = 0.38 \text{ m}$$

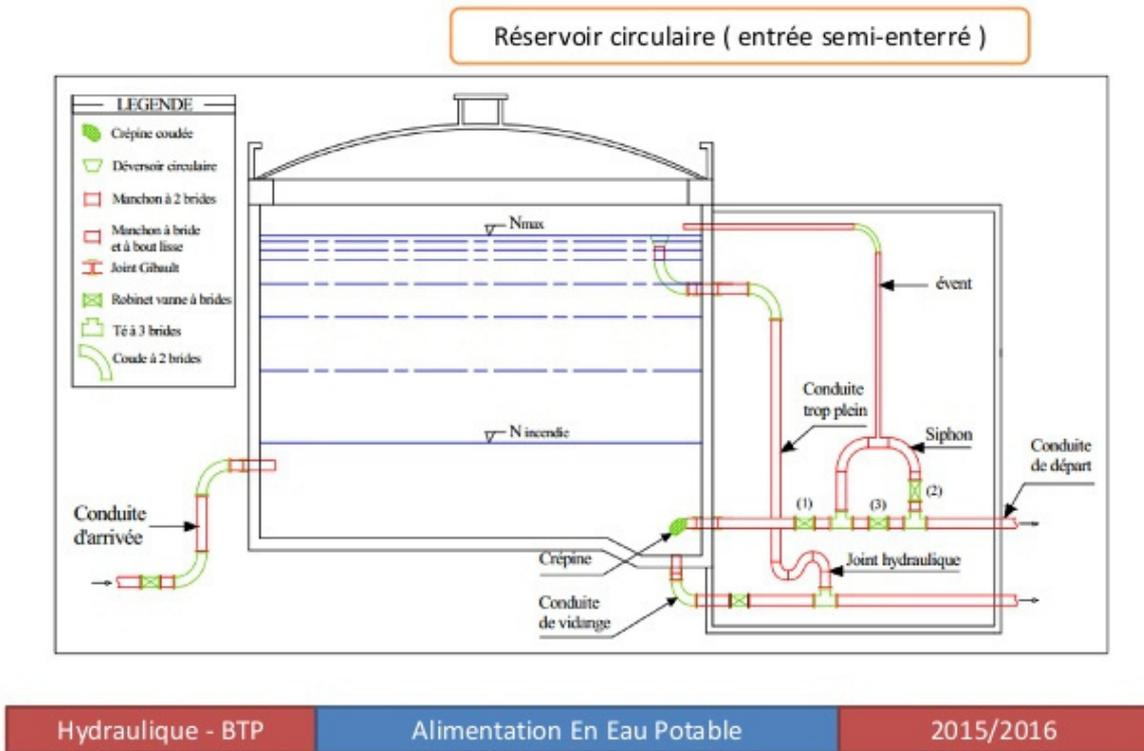


Fig IV.1: Coupe transversale d'un réservoir semi enterré

IV.7.2.2 Calcul du volume du réservoir (RV Zone 2) projeté :

IV.7.2.2.1 Calcul de la capacité du réservoir (RV Zone 2) projeté :

Comme précédemment, nous nous utilisons la méthode analytique pour calculer la capacité du réservoir.

La capacité de la cuve est déterminée en considérant le débit maximum horaire $Q_{\max h}$

$$Q_{hMax} = \frac{Q_{j \max}}{24} = \frac{4588,94}{24} \Rightarrow Q_{jMax} = 191,206 m^3 / h$$

Les résultats des calculs sont mentionnés dans le tableau Tab IV.2 ci-dessous.

Tab IV.2 Calcul de la capacité du réservoir (RV Zone 2)

Heures	Conso mmatio n Horaire en (%)	Volumes partiels		Volumes cumulés		ΔV^+	ΔV^-
		Apport (%)	Consomm ation (%)	Apport	Cons		
0-1	1.00	191,206	45,8894	191,206	45,8894	145,3166	
1-2	1.00	191,206	45,8894	382,412	91,7788	290,6322	
2-3	1.00	191,206	45,8894	573,618	137,6682	435,9498	
3-4	1.00	191,206	45,8894	764,824	183,5576	581,2664	
4-5	2.00	191,206	91,7788	956,03	229,447	726,583	
5-6	3.00	191,206	137,6682	1147,236	321,2258	825,978	
6-7	5.00	191,206	229,447	1338,442	458,894	879,548	
7-8	6.50	191,206	298,2811	1529,648	688,341	841,307	
8-9	6.50	191,206	298,2811	1720,854	986,6221	734,2319	
9-10	5.50	191,206	252,3917	1912,06	1284,9032	627,1568	
10-11	4.50	191,206	206,5023	2103,266	1537,2949	565,9711	
11-12	5.50	191,206	252,3917	2294,472	1743,7972	550,6748	
12-13	7.00	191,206	321,2258	2485,678	1996,1889	489,4891	
13-14	7.00	191,206	321,2258	2676,884	2317,4147	359,693	
14-15	5.50	191,206	252,3917	2868,09	2638,6405	229,4495	
15-16	4.50	191,206	206,5023	3059,296	2891,0322	168,2638	
16-17	5.00	191,206	229,447	3250,502	3097,5345	152,9675	
17-18	6.50	191,206	298,2811	3441,708	3326,9815	114,7265	
18-19	6.50	191,206	298,2811	3632,914	3625,2626	7,6514	
19-20	5.00	191,206	229,447	3824,12	3923,5437		99,4237
20-21	4.50	191,206	206,5023	4015,326	4152,9907		137,581
21-22	3.00	191,206	137,6682	4206,532	4359,493		152,961
22-23	2.00	191,206	91,7788	4397,738	4497,1612		99,4232
23-24	1,00	191,206	45,8894	4588,94	4588,94		0

D'après le tableau ci-dessus nous remarquons que de 0^h à 19^h nous avons un excès en eau car V apport est supérieur à Consommé

La valeur max ΔV^+ est atteinte de 6^h à 7^h et sa valeur est 879,548m³.

A partir de 19^h à 23^h nous avons une insuffisance en eau ΔV^- car l'apport est inférieur au volume consommé

De 21^h à 22^h, la valeur maximale de ΔV^- est atteinte et égale à 152,961 m³.

La capacité du réservoir se calcule comme suit :

$V_{\text{total}} = \Delta V^+_{\text{max}} + \Delta V^-_{\text{max}} + V_{\text{inc}}$ avec V_{inc} : volume d'eau prévu pour les risques d'incendie

$V_{\text{inc}} = 120 \text{ m}^3$

$V_{\text{total}} = 879,548 + 152,961 + 120 = 1152,509 \text{ m}^3$.

$V_{\text{total}} = 1152,509 \text{ m}^3$

Remarque :

Le réservoir projeté de la zone 1 aura une capacité de 1500 m³.

IV.7.2.2.2 Dimensionnement du réservoir (RV Zone 2) projeté :

La hauteur optimale d'eau utile h est située entre 3 et 6 m. Cette hauteur peut atteindre 7 à 8 m dans le cas des grands réservoirs.

IV.7.2.2.2.1 Diamètre de la cuve :

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * V_n}{\pi * h}}$$

V_n : capacité normalisée du réservoir (m³) ;

S : section du réservoir (m²) ;

D : diamètre de la cuve (m) ;

h : hauteur utile optimale d'eau (m) ;

On pose: h = 5 m.

$$\text{AN: } D = \sqrt{\frac{4 * 1500}{3.14 * 5}} \Rightarrow D = 19,55 \text{ m, on prends: } \mathbf{D = 20 \text{ m}}$$

IV.7.2.2.2.2 Réévaluation de la hauteur d'eau h :

$$h = \frac{4 * V_n}{\pi * D^2}$$

$$\text{AN: } h = \frac{4 * 1500}{3.14 * 20^2} \Rightarrow \mathbf{h = 4,78 \text{ m}}$$

IV.7.2.2.3 la section de la cuve :

$$S = \frac{V_n}{h}$$

$$\text{AN: } S = \frac{1500}{4,78} \Rightarrow S = 313,80 \text{ m}^2$$

IV.7.2.2.4 La hauteur totale du réservoir :

En plus de la hauteur utile optimale d'eau dans la cuve, il faut prévoir un espace appelé revanche ou matelas d'air d'une épaisseur variant de 0,25 à 1m, au-dessus du plan d'eau.

$$H = h + R$$

H : hauteur totale du réservoir (m) ;

R : revanche (m),

On prend : R = 0,5 m

$$\text{AN : } H = 4,78 + 0,5 \Rightarrow H = 5,28 \text{ m}$$

IV.7.2.2.5 La hauteur de la réserve d'incendie :

On calcule la hauteur de la réserve d'incendie par la formule :

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S}$$

h_{inc} : hauteur de la réserve d'incendie (m) ;

$$\text{AN : } h_{inc} = \frac{120}{313,80} \Rightarrow h_{inc} = 0,38 \text{ m}$$

IV.7.2.3 Calcul du volume du réservoir (RV 2000 EST) existant :**IV.7.2.3.1 Calcul de la capacité du réservoir (RV 2000 EST) existant :**

Comme précédemment, nous nous utilisons la méthode analytique pour calculer la capacité du réservoir.

La capacité de la cuve est déterminée en considérant le débit maximum horaire $Q_{\max h}$

$$Q_{hMax} = \frac{Q_{j \max}}{24} = \frac{7383,44}{24} \Rightarrow Q_{jMax} = 307,6433 \text{ m}^3 / h$$

Les résultats des calculs sont mentionnés dans le tableau Tab IV.3 ci-dessous.

Tab IV.3 Calcul de la capacité du réservoir (RV Zone 3)

		Volumes partiels		Volumes cumulés			
Heures	Conso mmatio n Horaire en (%)	Apport (%)	Consomm ation (%)	Apport	Cons	□V ⁺	□V ⁻
1-2	1.00	307,643	73,8344	615,286	147,6688	467,6172	
2-3	1.00	307,643	73,8344	922,929	221,5032	701,4258	
3-4	1.00	307,643	73,8344	1230,572	295,3376	935,196	
4-5	2.00	307,643	147,6688	1538,215	369,172	1169,043	
5-6	3.00	307,643	221,5032	1845,858	516,8408	1329,0172	
6-7	5.00	307,643	369,172	2153,501	738,344	1415,157	
7-8	6.50	307,643	479,9236	2461,144	1107,516	1353,628	
8-9	6.50	307,643	479,9236	2768,787	1587,396	1181,391	
9-10	5.50	307,643	406,0892	3076,43	2067,3632	1009,0668	
10-11	4.50	307,643	332,2548	3384,073	2473,4524	910,6206	
11-12	5.50	307,643	406,0892	3691,716	2805,7072	886,0088	
12-13	7.00	307,643	516,8408	3999,359	3211,7964	787,5626	
13-14	7.00	307,643	516,8408	4307,002	3728,6372	578,3648	
14-15	5.50	307,643	406,0892	4614,645	4245,478	369,167	
15-16	4.50	307,643	332,2548	4922,288	4651,5672	270,7208	
16-17	5.00	307,643	369,172	5229,931	4983,822	246,109	
17-18	6.50	307,643	479,9236	5537,574	5352,994	184,58	
18-19	6.50	307,643	479,9236	5845,217	5832,9176	12,2994	
19-20	5.00	307,643	369,172	6152,86	6312,8412		159,9812
20-21	4.50	307,643	332,2548	6460,503	6682,0132		221,5102
21-22	3.00	307,643	221,5032	6768,146	7014,268		246,122
22-23	2.00	307,643	147,6688	7075,789	7235,7712		159,9822
23-24	1,00	307,643	73,8344	7383,44	7383,44		0

D'après le tableau ci-dessus nous remarquons que de 0^h à 19^h nous avons un excès en eau car V apport est supérieur à Consommé

La valeur max ΔV^+ est atteinte de 6^h à 7^h et sa valeur est 1415,157 m³.

A partir de 19^h à 23^h nous avons une insuffisance en eau ΔV^- car l'apport est inférieur au volume consommé

De 21^h à 22^h, la valeur maximale de ΔV^- est atteinte et égale à 246,122 m³.

La capacité du réservoir se calcule comme suit :

$V_{\text{total}} = \Delta V^+_{\text{max}} + \Delta V^-_{\text{max}} + V_{\text{inc}}$ avec V_{inc} : volume d'eau prévu pour les risques d'incendie

$V_{\text{inc}} = 120 \text{ m}^3$

$V_{\text{total}} = 1415,157 + 246,122 + 120 = 1781,279 \text{ m}^3$.

$V_{\text{total}} = 1781,279 \text{ m}^3$

Remarque :

Le réservoir projeté de la zone 3 aura une capacité de 2000 m³.

Puisque le réservoir existant à une capacité de 2000 m³, donc il ne sera pas nécessaire d'implanter un réservoir à ce niveau.

IV.7.2.3.2 Dimensionnement du réservoir (RV 2000 EST) existant :

La hauteur optimale d'eau utile h est située entre 3 et 6 m. Cette hauteur peut atteindre 7 à 8 m dans le cas des grands réservoirs.

IV.7.2.2.2.1 Diamètre de la cuve :

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * V_n}{\pi * h}}$$

V_n : capacité normalisée du réservoir (m³) ;

S : section du réservoir (m²) ;

D : diamètre de la cuve (m) ;

h : hauteur utile optimale d'eau (m) ;

On pose: h = 5 m.

$$\text{AN: } D = \sqrt{\frac{4 * 2000}{3.14 * 5}} \Rightarrow D = 22,57 \text{ m, on prends: } \mathbf{D = 25 \text{ m}}$$

IV.7.2.2.2.2 Réévaluation de la hauteur d'eau h :

$$h = \frac{4 * V_n}{\pi * D^2}$$

$$\text{AN: } h = \frac{4 * 2000}{3.14 * 25^2} \Rightarrow \mathbf{h = 4,076 \text{ m}}$$

IV.7.2.2.3 la section de la cuve :

$$S = \frac{V_n}{h}$$

$$\text{AN: } S = \frac{2000}{4,076} \Rightarrow S = 490,68 \text{ m}^2$$

IV.7.2.2.4 La hauteur totale du réservoir :

En plus de la hauteur utile optimale d'eau dans la cuve, il faut prévoir un espace appelé revanche ou matelas d'air d'une épaisseur variant de 0,25 à 1m, au-dessus du plan d'eau.

$$H = h + R$$

H : hauteur totale du réservoir (m) ;

R : revanche (m),

On prend : R = 0,5 m

$$\text{AN : } H = 4,076 + 0,5 \Rightarrow H = 4,576 \text{ m}$$

IV.7.2.2.5 La hauteur de la réserve d'incendie :

On calcule la hauteur de la réserve d'incendie par la formule :

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S}$$

h_{inc} : hauteur de la réserve d'incendie (m) ;

$$\text{AN : } h_{inc} = \frac{120}{490,68} \Rightarrow h_{inc} = 0,24 \text{ m}$$

IV.8 Génie civil :

Les réservoirs doivent être étanches, conçu généralement en béton armé.

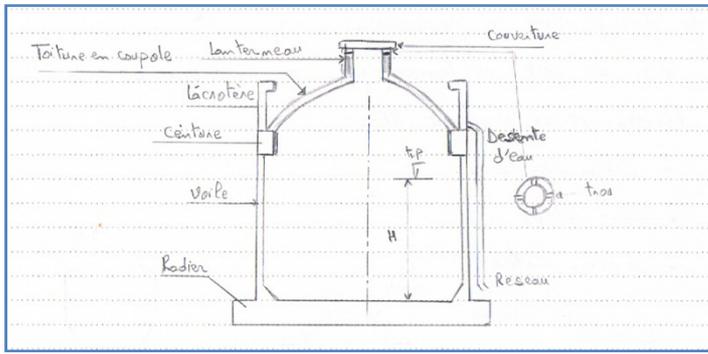
IV.8.1 Les composants du réservoir :

Fig IV.2: Composants du réservoir

Comme le montre la figure ci dessus, réservoir est composé de :

- a) Lanterneau : Aération du réservoir.
- b) Toiture en coupole : Couverture.
- c) La cornière : Recueille l'eau des pluies.
- d) La ceinture : Elle supporte la couverture (travail en traction).
- e) Voile (paroi verticale) : transmet les efforts.
- f) Radier : Supporte le poids de l'eau et les efforts et les transmet au sol.

IV.8.2 Spécificités du béton utilisé :

- Dosage en ciment entre 375 à 400kg/m³
- Utilisation d'additifs tel que ; le laitier, fumée de silice...
- Rapport E/C relativement faible
- Utilisation d'adjuvants (superplastifiant, hydrofuge...)

Ceci permet d'avoir un béton :

- De faible perméabilité
- De faible porosité
- De faibles absorptions d'eau par capillarité

Autrement, dit un béton étanche.

IV.8.3 Classification des réservoirs par rapport à la forme de la toiture :

- Les réservoirs peuvent avoir une toiture plane (c'est le cas des petits réservoirs)
- ou en forme de coupole (pour permettre une bonne distribution des forces horizontales et verticales).

IV.8.4 Etude du réservoir cylindrique semi enterré :**IV.8.4.1 Détermination des différents éléments du réservoir :****A) La coupole :**

La coupole est soumise à :

P: Charge permanente

S: surcharge d'exploitation

Tel que $P=P_1+P_2$

(IV.7)

P_1 : Poids propre de la dalle $\gamma_b * e$ (t/m^2)

On prendra $\gamma_b = 2,5 t/m^3$

Et l'épaisseur est donnée pour le réservoir semi-enterré $e = 0,12m$.

P_2 : Poids de l'étanchéité = $40kg/m^2 = 0,04 t/m^2$

Donc $P = \gamma_b * e + 0,04 t/m^2$

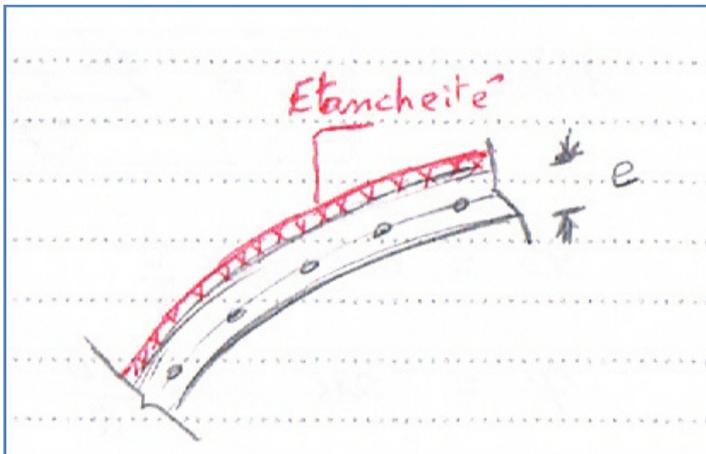
(IV.8)

Fig IV.3 : Epaisseur et étanchéité

La surcharge est estimée à $100kg/m^2$

Donc la charge totale à l'état limite ultime notée Q est :

$Q = 1,35 P + 1,5 S$

(IV.9)

A.1) Calculs géométriques de la coupole :

Le but est de déterminer les caractéristiques géométriques de la coupole à savoir (R, φ_0, φ) .

O: Centre de la sphère

R: Rayon

φ_0 : angle min

φ : angle max

On a $OA^2 = OB^2 + AB^2$

$OB = R - f$

$OA = R$

f et AB sont des données géométriques

$$\text{Alors } R = f^2 + \frac{AB^2}{2f} \quad (\text{IV.10})$$

$$\varphi_0 = \arcsin \frac{a}{R} \quad (\text{IV.11})$$

$$\varphi = \arcsin \frac{AB}{R} \quad (\text{IV.12})$$

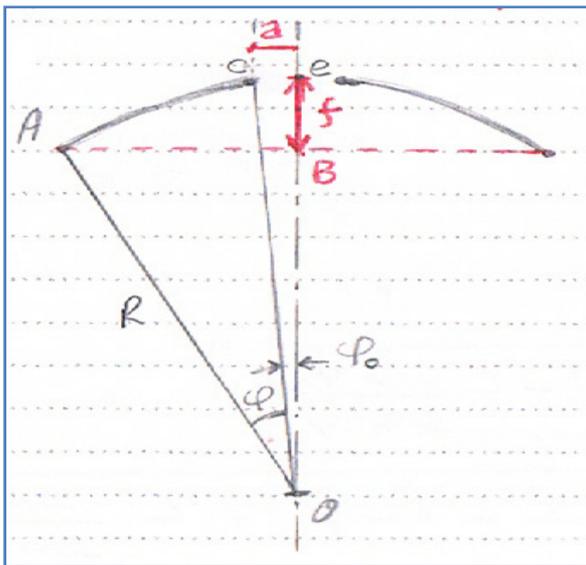


Fig IV.4: Schéma statique et efforts internes

A.2) Schéma statique et détermination des efforts :

La détermination des efforts pour la coupole se fera suivant le théorème de Timoshenko.

Une fois la calotte sphérique chargée, deux types de contraintes naissent: des contraintes de traction et de compression dans les deux sens: sens du méridien et celui des parallèles.

On notera par N_φ les efforts qui suivent le sens du méridien et N_θ les efforts qui suivront le sens des parallèles.

Les contraintes suivant les deux sens s'écrivent comme suit :

$$N_{\varphi} = -RQ \frac{(\cos\varphi_0 - \cos\varphi)}{\sin^2\varphi} - \frac{C \cdot \sin\varphi_0}{\sin^2\varphi} \quad (\text{IV.13})$$

$$N_{\theta} = RQ \left(\frac{\cos\varphi_0 - \cos\varphi}{\sin^2\varphi} - \cos\varphi \right) + \frac{C \cdot \sin\varphi_0}{\sin^2\varphi} \quad (\text{IV.14})$$

C: étant le poids du lanterneau par mètre linéaire.

Et $\varphi \in [\varphi_0, \varphi]$.

Remarque:

L'effort de traction maximal et minimal seront déterminés à partir des deux fonction N_{φ} et N_{θ} dans l'intervalle $\varphi \in [\varphi_0, \varphi]$.

A.3) Ferrailage de la coupole :

L'effort de traction maximal déterminé par les fonctions N_{φ} et N_{θ} sera repris par des aciers positionnée dans les deux sens; méridien et parallèle en respectant la condition suivante:

$$A_s \geq \frac{N_{\text{traction max}}}{\sigma_s} \quad (\text{IV.15})$$

Avec:

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{IV.16})$$

Le béton quant à lui devra résister aux efforts de compression selon la condition suivante:

$$\sigma_s = \frac{N_{\text{comp max}}}{100 \cdot e} \leq \sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\text{IV.17})$$

B) La ceinture :

La ceinture est une poutre circulaire supportée par le voile, son rôle est d'absorber l'effort de traction dû à la compression horizontale de l'effort méridien N_{φ} .

La ceinture sera soumise à un effort de traction. Les calculs se feront dans les conditions de fissuration très préjudiciables selon l'état limite de service uniquement.

L'effort N_{φ} aura deux composantes:

➤ Une composante horizontale qui aura pour expression: $H = N_{\varphi} \cdot \cos(\varphi_{\text{max}})$. (IV.18)

➤ Une composante verticale qui aura pour expression: $V = N_{\varphi} \cdot \sin(\varphi_{\text{max}})$. (IV.19)

N_s est l'ensemble de la poussée engendré par la ceinture.

$$N_s = H \cdot r_{\text{moy}} \quad (\text{IV.20})$$

$$\text{Avec } r_{\text{moy}} = \frac{P_{ce}}{2 \pi P_c} \quad (\text{IV.21})$$

P_{ce} : Poids de la ceinture et de l'étanchéité.

P_c : Poids de la ceinture.

B.1) Ferrailage de la coupole :

Les sections des armatures se calculent comme suit:

$$\sigma_s = \min(0,5f_e; 90\sqrt{\eta f t 28}) \quad (\text{IV.22})$$

$$A_s = \frac{N_s}{\sigma_s} \quad (\text{IV.23})$$

C) Lanterneau :

Le poids de la dalle circulaire du lanterneau est calculé comme suit:

$$P_d = \frac{\pi D^2 e \gamma_b}{4} \quad (\text{IV.24})$$

On ajoute à cela le poids de l'étanchéité:

$$P_{ET} = \frac{\pi D^2 \gamma_{et}}{4} \text{ Avec } \gamma_{et} = 0,07 \text{ t/m}^2 \quad (\text{IV.25})$$

La charge d'exploitation est estimée à $P_{ex} = 0,2t$.

Le poids du cylindre du lanterneau se calcul suivant la formule suivante:

$$P_c = \frac{\pi (d_1^2 - d_2^2) h \gamma_b}{4} \quad (\text{IV.26})$$

d_1 étant le diamètre inférieur du lanterneau et d_2 le diamètre supérieur.

Le poids total du lanterneau sera la somme des poids déterminés ci-dessus:

$$P_L = P_d + P_{ET} + P_{ex} + P_c$$

D) Poids du radier :

Le poids du radier P_r est déterminé comme suit:

$$P_r = \text{er.Sr. } \gamma_b \quad (\text{IV.27})$$

E) Poids du béton de propreté :

Le poids du béton de propreté est déterminé comme suit:

$$P_{bp} = \text{ep.Sr. } \gamma_b \quad (\text{IV.28})$$

F) Poids de l'eau :

Le poids de l'eau est égale à 1 t/m^3 .

$$\gamma_e = 1 \text{ t/m}^3$$

IV.9 Equipements hydrauliques du réservoir :

Un réservoir d'eau 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 ;
- Du système de matérialisation d'incendie ;
- D'une conduite by-pass.

IV.9.1 Conduite d'arrivé ou d'alimentation :

Cette conduite véhiculer un débit par refoulement ou gravitaire, dans notre cas ça sera une arrivée par le bas. L'obturation se fera par un robinet flotteur si l'adduction est gravitaire et par un dispositif qui permet l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.

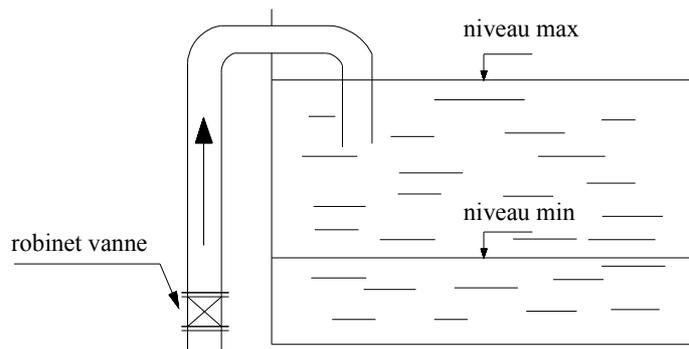


Fig IV.5: Conduite d'arrivée

IV.9.2 Conduite de départ ou distribution :

Cette conduite est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée à quelque centimètre au-dessus du radier (15 à 20 cm) non seulement pour permettre un bon brassage de l'eau dans le réservoir mais aussi 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 (vanne papillon).

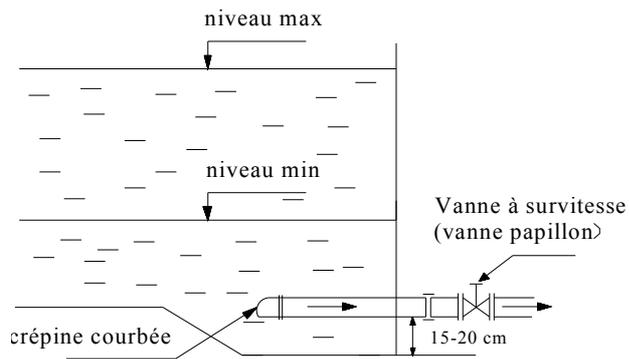


Fig IV.6: Conduite de distribution

IV.9.3 Conduite de trop-plein :

Cette conduite permet d'évacuer l'excès d'eau au réservoir dans le cas où le niveau de l'eau dans ce dernier atteint sa limite maximale et dans le 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 ainsi la pénétration de tous corps étranger.

IV.9.4 Conduite de décharge ou vidange :

Pour permettre l'inspection et le nettoyage du réservoir ainsi que d'éventuelles réparations, il est nécessaire de pouvoir le vidanger au moyen d'une conduite, elle doit partir du point le plus bas du radier afin de pouvoir évacuer les dépôts, elle comportera un robinet vanne.

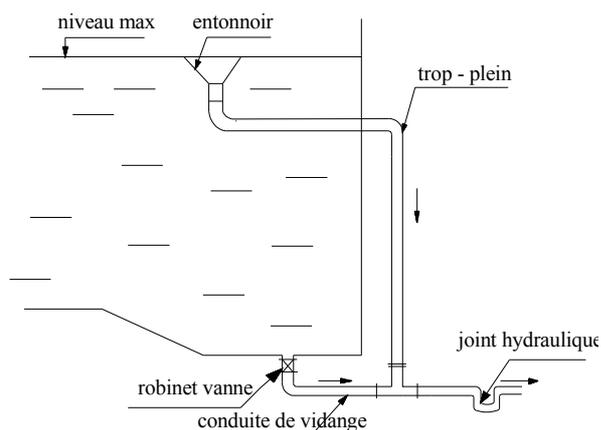


Fig IV.7: Conduite de vidange et de trop plein

IV.9.5 Conduite by-pass :

C'est un tronçon de conduite qui relie la conduite d'arrivé 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 a forte charge.

IV.9.6 Matérialisation de la réserve d'incendie :

C'est une disposition spéciale de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement, une fois le niveau de la réserve d'incendie atteint en cas de soutirage intensif, pour cela, nous avons intérêt à équiper notre ouvrage, d'un système à siphon permettant de transiter l'eau du réservoir tout en préservant la quantité destinée pour l'incendie. Cette interdiction sera bien entendu, dirigée par une manœuvre manuelle, effectué sur place ou à distance en cas d'incendie. Autrement dit, un évent d'un siphon interdit l'utilisation de l'eau au-dessus d'un niveau défini au préalable.

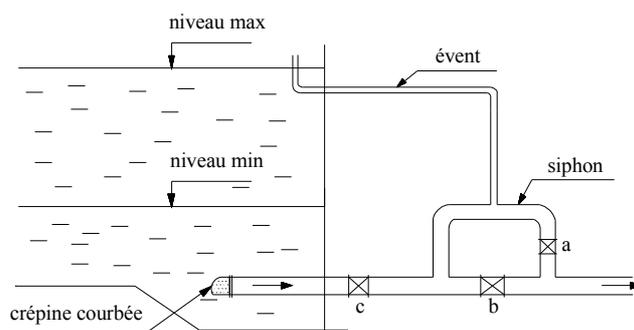


Fig IV.8: Réserve d'incendie

IV.9.7 Trou d'aération :

Il est situé au niveau de la coupole, pour permettre l'aération de l'eau et l'évacuation de l'air qui résulte de l'évaporation de l'eau en saison chaude.

IV.9.8 Chambre de manœuvre :

C'est une trappe de visite pour le personnel et le matériel ainsi que pour les équipements spéciaux pour le nettoyage, l'éclairage et l'échelle pour permettre l'accès à l'intérieur du réservoir.

IV.10 Vidange et remplissage des réservoir :

Nous distinguons trois cas :

- a) Le réservoir n'étant plus alimenté, le débit d'apport est nul ($Q_{\text{apport}}=0$). C'est la vidange rapide.
- b) Le réservoir est alimenté avec un débit d'apport inférieur au débit sortant Q_s .
- c) Le réservoir est alimenté avec un débit d'apport supérieur au débit sortant Q_s .

IV.11 Entretien des réservoirs :

Le réservoir doit faire l'objet d'une surveillance régulière. Un soin particulier est apporté au nettoyage de la cuve. Cette opération comporte les phases suivantes :

- Vidange de la cuve.
- Elimination des dépôts sur les parois qui se fait par brossage manuel avec projection d'eau sous pression.
- Désinfection à l'aide des produits chlorés.
- Remise en service.

IV.12 Conclusion :

L'étude des réservoirs est une partie plus qu'importante dans toute étude de conception en alimentation en eau, en effet, la pertinence de cette partie réside essentiellement dans le fait de combler le déficit et remédier au manque d'eau et ce par la projection des réservoirs.

- Le réservoir projeté de la zone 1 devra avoir une capacité de 1000 m^3 .
- Le réservoir projeté de la zone 2 devra avoir une capacité de 1500 m^3 .
- La capacité du réservoir de la zone 3 est suffisante pour alimenter les trois zones.

Afin d'obtenir une excellente étanchéité, il est nécessaire de construire le réservoir en béton précontraint.

Pour des raisons de résistance à la corrosion, les éléments correspondants situés à l'intérieur de la cuve seront réalisés en acier inoxydable.

Chapitre – V –
CALCUL DES ADDUCTIONS

V.1 Introduction

Le terme adduction vient étymologiquement du latin : ad ducere (conduire vers). Une adduction peut être définie comme étant les techniques permettant d'amener l'eau depuis sa source à travers un réseau de conduites ou d'ouvrages architecturaux (aqueducs qanats...) vers les lieux de consommation. Il existe trois types d'adductions:

- Adduction gravitaire
- Adduction par refoulement
- Adduction mixte

➤ **Adduction gravitaire :**

L'écoulement de l'eau à des pressions importantes est causé par la différence des niveaux hydrauliques; l'altitude de la source est supérieure à celle du point de consommation, par conséquent l'eau se déplace grâce à la force de gravitation.

➤ **Adduction par refoulement :**

Dans une adduction par refoulement, le point à alimenter se trouve à une altitude supérieure à celle du captage donc l'écoulement est en charge par pompage.

➤ **Adduction mixte :**

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

Dans notre cas d'étude, nous prévoyons le dimensionnement des conduites d'adduction reliant le réservoir 5000 et les réservoirs de desserte (RV2000EST, RV étage3 et RV2*500) autrement dit les conduites (Add42, Add43, Add44, Add45 et Add46).

A cet effet, nous examinerons dans ce chapitre la notion d'adduction gravitaire simple.

V.2 Choix du tracé:

En vue de l'établissement de la conduite d'adduction, il y a lieu de tenir compte de certains paramètres qu'on essaiera de respecter dans la mesure du possible:

- Chercher le tracé le plus court que possible entre la source et le réservoir d'accumulation.
- Le tracé du profil en long doit être aussi régulier que possible.
- Dans un souci économique et technique, on doit éviter dans la mesure du possible les contres pentes qui peuvent provoquer, dans les points hauts, des cantonnement d'air ainsi que des écrêtements de la ligne piézométrique et des pressions exagérés aux points bas, cependant, des ventouses doivent être prévues dans ces points hauts pour évacuer l'air qui s'y accumule, et des vidanges aux points bas pour la vidange en cas de panne.
- Il serait préférable de suivre l'accotement des routes et chemins, pour faciliter les travaux et l'acheminement du matériel.
- Chercher à avoir des coudes suffisamment ouverts pour éviter le butés importantes.
- Eviter dans la mesure du possible la traversée des routes, voies ferrés, oueds, chemins boisés...

Pour des raisons de sécurité, les travaux devront être suivi attentivement : en particulier; joints correctement exécutés, pose bien nivelée, mettre des butés au niveau des pièces spéciales pour la protection la poussée de l'eau etc...

V.3 Butée et amarrage des conduites :

Il arrive souvent sur les conduites en acier, sous la poussée exercée par l'eau à un déboitement du joint dans les parties: coudées, coniques et les branchements, on construit alors des massifs en béton qui, par leurs poids s'opposeront à ce déboitement.

Ces massifs associés à des fers d'amarrage seront nécessaires même pour des conduites à joints soudés ou a brides.

V.4 Etude du profil de la conduite d'adduction:

Le profil sera étudié de tel façon à ce que l'air puisse être évacué facilement afin d'éviter la gêne de l'écoulement.

L'air véhiculé dans la canalisation est à l'état dissous, néanmoins il s'en dégage en cours de route de petites quantités par suite des variations de pression et de températures et qui, au bout d'un certain temps arrivent à former des volumes importants qu'il importe d'évacuer au moyen de ventouses.

Il est indispensable de veiller a ce que la conduite reste constamment pleine dans tout les points de l'écoulement le profil piézométrique se maintien au dessus du sol.

Le tracé comportant un profil horizontale est à bannir, celui-ci, sera remplacé par un profil en dents de scie; comportant des montées lentes et des décentes rapides.

(La pente=0,002 à 0,003m/m, pour les montées et 0,004à 0,006m/m pour les décentes).

V.5 Choix du matériau

Le choix du matériau se fait en fonction :

- Du diamètre.
- Des pressions exigées.
- Des conditions d'installation.
- Du revêtement.
- De la disponibilité sur le marché national.
- Du prix unitaire de pose de l'adduction.
- La facilité d'entretien en cas de fuites.

Dans notre projet, nous avons opté pour les conduites en PEHD en raison des avantages qu'ils présentent à savoir :

- La disponibilité sur le marché (production locale)
- Résistance à de grandes pressions (>à 20 bars)
- Facile à poser (grande flexibilité)
- Permet de faibles rayons de courbures aux réseaux.
- Longue durée de vie prouvée par les tests de vieillissement
- Bonnes caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité très fiable).
- Répond parfaitement aux normes de potabilité.
- Résiste à la corrosion interne, externe et micro biologique.
- Se raccorde facilement à d'autres réseaux (fonte, acier).
- Insensible aux mouvements de terrain (tremblement de terre) sachant évidemment que la zone de Tipaza est une zone à forte sismicité.

V.6 Protection de la conduite d'adduction:

Afin de maintenir notre conduite en bon état, on doit suivre les recommandations suivantes:

En cas de remplissage de la canalisation, on lâche le débit d'amené par un dixième, pour que l'eau sort faiblement au niveau des ventouses.

La conduite doit être munie obligatoirement d'un robinet vanne à l'extrémité aval à fermeture lente.

Pour éviter les contraintes dues aux vibrations des conduites, on met des joints type gibault au niveau des conduites, afin d'absorbe ces mouvements.

Il faut mettre des butées au niveau des pièces spéciales contre la poussée exercée par l'eau véhiculée dans la conduite. Une bonne protection de la canalisation en acier consistera, à ne mettre en terre que des tuyaux convenablement revêtus à l'intérieur de la conduite d'une enveloppe isolante moins sensible à la corrosion, ainsi il est indispensable d'exiger un revêtement intérieur très soigné des conduites.

V.7 Dimensionnement de l'adduction gravitaire:

Il s'agit dans cette partie de déterminer les diamètres les plus avantageux. En effet, l'écoulement de l'eau s'effectue grâce à la différence de cote piézométrique, cette dernière est au fait la perte de charge le long de la conduite gravitaire.

La conduite Add42 s'étend du réservoir 5000m³ jusqu'au nœud n32, dans ce dernier, le débit va par la suite diverger; une partie alimentera le réservoir RV2000EST (celui de la zone 3) et la deuxième partie conduira l'eau vers le réservoir de l'étage 3, qui alimentera à son tour l'étage 3 et les réservoirs RV2*500 du premier étage "zone 1".

Le but de ce chapitre est de dimensionner les conduites Add42, Add43, Add44, Add45, Add46.

Pour se faire, il est impératif de connaître les débits circulant dans les conduites en question.

Pour trouver ces derniers, on procède au calcul des débits de l'aval vers l'amont jusqu'à aboutir au débit sortant du réservoir 5000m³.

On a: $Q_{Add43} = 143,567$ l/s (débit entrant au réservoir 2000EST), et Q_{Add44} (débit entrant au réservoir de l'étage 3) sera égale à la somme du débit disponible pour l'étage 3 et celui qui remplira le réservoir de l'étage 1 tel que : $Q_{Add44} = 77,176 + 62,41 = 139,586$ l/s.

En sommant ces deux débits calculés Q_{Add43} et Q_{Add44} , on retrouvera le débit sortant du réservoir 5000m³

$$Q_{total} = Q_{Add42} = 143,567 + 139,586 = 283,153 \text{ l/s.}$$

Ces données ont été recueillies dans le document Mission C model Tipaza "projection des volumes distribués dans chaque étage 2020")

Les débits sont représentés dans le tableau suivant:

Tab V.1: Les débits et les longueurs des adductions

	Débit l/s	Longueur (m)
Add42	283,153	759,43
Add43	143,567	387
Add44	139,586	1044,68
Add45	139,586	1126
Add46	62,41	449,6

Le tableau suivant, expose les données relatifs aux nœuds de notre adduction.

Tab V.2: Nœuds de l'adduction

	Altitude
ID Noeud	m
Nœud n32	209,445
Réservoir RV5000	250
Réservoir RV2000EST	186
Réservoir RVétage3	160
Réservoir RV2*500	90
Nœud n33	105

Le nœud n33 est un nœud qui va permettre de soutirer le débit de l'étage 3.

La figure suivante résume le système d'adduction décrit ci-dessus :

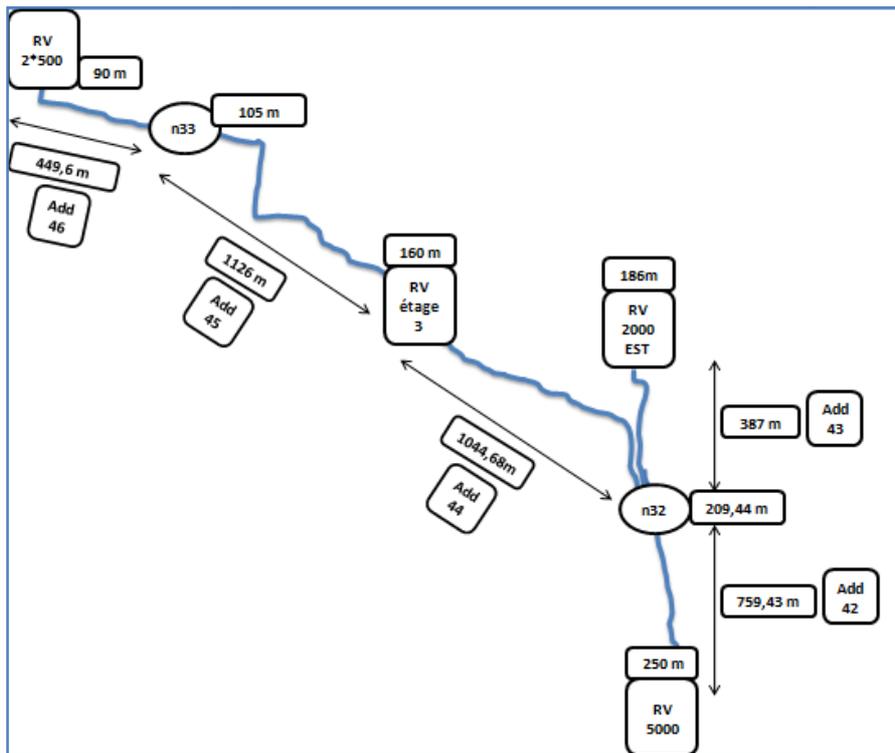


Fig V.1: Schéma du système d'adduction

V.7.1 Dimensionnement des tronçons Add42 et Add44 :

La figure suivante expose les tronçons qui relient le réservoir 5000m³ et le réservoir RV étage3.

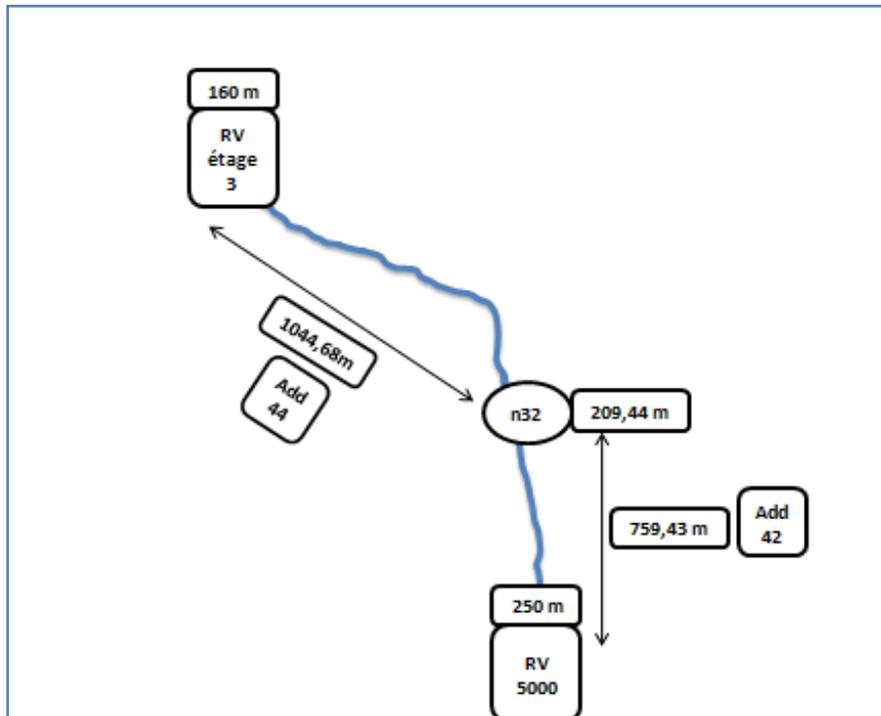


Fig V.2: Tronçon RV5000-RV étage3

On connaît la cote de départ du réservoir 5000 qui est la cote du radier de ce dernier, et la cote d'arrivée qui correspond au trop plein du réservoir RV étage3, et les débits dans les deux conduites, cependant, on ne connaît pas la cote piézométrique du nœud n32.

Pour déterminer cette cote piézométrique et les diamètres des deux tançons, on applique la méthode de la conduite équivalente, en supposant que le diamètre dans ces deux tançons est un diamètre unique.

Après cela on maintient le diamètre calculé dans le tronçon Add42 et on recalcule le nouveau diamètre du tronçon Add44.

La charge disponible dans la conduite équivalente d'adduction notée $H_{\text{éq}}$ est:

$$H_{R1-R2} = C_{R1} - C_{R2}, \text{ en m} \quad (\text{V.1})$$

$$H_{\text{éq}} = C_{RV5000} - C_{RV\text{étage}3}, \text{ en m}$$

Avec:

$H_{\text{éq}}$: La charge disponible totale dans la conduite équivalente d'adduction, en m.

C_{RV5000} : La cote de départ de la source d'eau, en m.

$C_{RV\text{étage}3}$: la cote d'arrivée au réservoir RV étage3 en m.

$$H_{\text{éq}} = 250 - 165 = 85 \text{ m.}$$

La perte de charge unitaire est calculée par la formule suivante:

$$j = \frac{J_{\text{éq}}}{L}, \text{ en m par m.} \quad (\text{V.2})$$

$$j = \frac{85}{1804,11} = 0,047 \text{ m par m.}$$

Selon l'équation de DARCY – WEISBACH, la perte de charge J s'écrit:

$$H = \frac{\lambda.L.V^2}{2.g.D}, \text{ en m.} \quad (\text{V.3})$$

Avec:

λ : Coefficient de frottement.

V : vitesse d'écoulement, en m.

D : diamètre de la conduite, en m.

L : longueur de la conduite, en m.

D'une façon générale, cette relation s'écrit:

$$H = \frac{K'.L.Q^{\beta}}{D^m}, \text{ en m.} \quad (\text{V.4})$$

Avec:

K' : coefficient de perte de charge, $K' = 0,00179$.

Q : débit journalier, en m^3/s .

D : diamètre de la conduite, en m.

L : longueur de la conduite, en m.

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement, (on prend $\beta = 1.77$, pour un régime turbulent).

m : Exposant tenant compte du type de matériau, (on prend $m = 4.774$ pour le PEHD).

Nous pouvons déduire donc le diamètre de la conduite gravitaire.

$$D_c = \sqrt[m]{\frac{K' \cdot L \cdot Q^B}{H}}, \text{ (} D_c = \text{diamètre calculé).}$$

$$D_c = \sqrt[4,774]{\frac{0,00179 \cdot 1804,11 \cdot (0,283153)^{1,77}}{85}}$$

$$D_c = 315,736 \text{ mm.}$$

La ligne piézométrique dans le cas d'une conduite unique s'obtient en joignant ces deux points extrêmes (cote de départ et cote d'arrivée), puisque ils débouchent tous les deux à la pression atmosphérique.

Le tracé de cette ligne piézométrique, nous permet de connaître s'il y a des écrêtements ou des pressions très importantes tout le long de la conduite.

Dans notre cas, on prends le diamètre 400 mm au niveau de la conduite Add42, et on calcule la cote piézométrique au niveau du nœud de divergence n32. Après cela, on pourra déterminer le diamètre du tronçon Add44.

$$H_{\text{Add42}} = C_{\text{RV5000}} - C_{\text{pn32}}, \text{ en m.}$$

$$C_{\text{pn32}} = C_{\text{RV5000}} - H_{\text{Add42}}$$

Avec:

H_{Add42} : La perte de charge totale dans la conduite d'adduction Add42, en m.

C_{RV5000} : la cote de départ du réservoir 5000, en m.

C_{pn32} : La cote de piézométrique du nœud n32, en m.

En appliquant l'équation de DARCY – WEISBACH, on écrit:

$$H_{\text{Add42}} = \frac{K' \cdot L \cdot Q^B}{D^m}, \text{ en m}$$

$$H_{\text{Add42}} = \frac{0,00179 \cdot 759,43 \cdot (0,283153)^{1,77}}{0,4^{4,774}} = 11,56 \text{ m}$$

$$C_{\text{pn32}} = 250 - 11,56 = 238,43 \text{ m}$$

Sachant qu'en ce point la cote du terrain naturel est de 209,44m

Donc la pression en ce point est :

$$P_s = C_p - C_{\text{TN}} \quad \text{(V.5)}$$

$$\implies P_s = 238,43 - 209,44 = 29 \text{ m}$$

Une fois la cote piézométrique du nœud n32 déterminée, on peut calculer aisément le diamètre du tronçon Add44.

On commence par le calcul de la nouvelle charge disponible :

$$H_{\text{Add44}} = C_{\text{pn32}} - C_{\text{RVétage3}} = 238,43 - 165 = 73,43 \text{ m}$$

$$D_c = \sqrt[m]{\frac{K' \cdot L \cdot Q^B}{H}}$$

$$D_c = \sqrt[4,774]{\frac{0,00179 \cdot 1044,68 \cdot (0,139586)^{1,77}}{73,43}}$$

$$D_c = 223,38 \text{ mm.}$$

Le diamètre D_c calculé ne coïncide pas avec le diamètre normalisé, donc il sera compris entre deux diamètres normalisés D_{N1} et D_{N2} .

$$D_{N1} < D_c < D_{N2}$$

Donc le diamètre D_c sera compris entre 200 mm et 250 mm.

$$200 \text{ mm} < D_c < 250 \text{ mm.}$$

Si on considère que le coefficient K' est constant le long de la conduite d'adduction, on peut exprimer la charge disponible J , avec la formule approchée suivants:

$$H = K' \times Q^B \times \left(\frac{L-X}{D_{N2}^m} + \frac{X}{D_{N1}^m} \right), \text{ en m.}$$

La longueur (X) qui correspondra au diamètre 200 mm

La longueur ($L - X$) sera pour le diamètre 250 mm.

$$X = \frac{H - \left(\frac{K \cdot Q^B}{D_{N2}^m} \cdot L \right)}{K \cdot Q^B \cdot \left(\frac{1}{D_{N1}^m} - \frac{1}{D_{N2}^m} \right)}, \text{ en m.}$$

$$X = \frac{73,43 - \left(\frac{0,00179 \cdot (0,139586)^{1,77}}{0,25^{4,774}} \cdot 1044,68 \right)}{0,00179 \cdot (0,139586)^{1,77} \cdot \left(\frac{1}{0,2^{4,774}} - \frac{1}{0,25^{4,774}} \right)} = 390,96 \text{ m.}$$

$$L - X = 1044,68 - 390,96 = 653,72 \text{ m.}$$

Après le dimensionnement de la conduite d'adduction Add44, on a abouti à un diamètre de 250 mm pour une longueur de 653,72 m, et un diamètre de 200 mm pour une longueur de 390,96 m.

Détermination des pertes de charges:

Tronçon Add44.1

$$H_{\text{Add44.1}} = \frac{K' \cdot L \cdot Q^B}{D^m} = \frac{0,00179 \cdot 653,72 \cdot 0,139586^{1,77}}{0,25^{4,774}} = 26,84 \text{ m}$$

Tronçon Add44.2

$$H_{\text{Add44.2}} = \frac{K' \cdot L \cdot Q^B}{D^m} = \frac{0,00179 \cdot 390,96 \cdot 0,139586^{1,77}}{0,2^{4,774}} = 46,58 \text{ m}$$

V.7.2 Dimensionnement du tronçon Add43 :

La figure suivante expose le tronçon qui relie le nœud n32 et le réservoir RV 2000 EST.

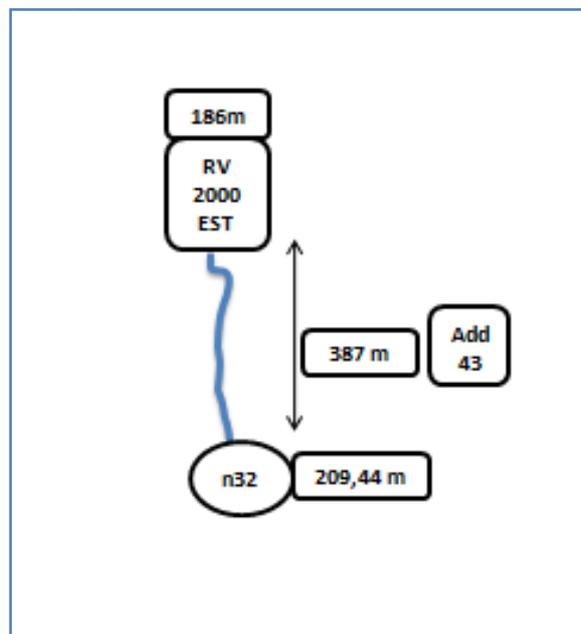


Fig V.3: Tronçon n32-RV2000EST

Connaissant la cote piézométrique du nœud n32, la cote du trop plein du réservoir 2000EST et le débit circulant dans cette conduite, on peut calculer aisément le diamètre du tronçon Add43.

La charge disponible dans la conduite est:

$$H_{\text{n32-RV2000EST}} = C_{\text{pn32}} - C_{\text{RV2000EST}}, \text{ en m}$$

Avec:

H : La charge disponible totale dans la conduite Add43, en m.

C_{pn32} : La cote piézométrique du nœud n32, en m.

$C_{\text{RV2000EST}}$: la cote du trop plein du réservoir 2000EST, en m.

$$H_{\text{n32-RV2000EST}} = 238,43 - 191 = 47,43 \text{ m.}$$

$$D_c = \sqrt[m]{\frac{K' \cdot L \cdot Q^B}{H}}$$

$$D_c = \sqrt[4,774]{\frac{0,00179 \cdot 387 \cdot (0,143567)^{1,77}}{47,43}}$$

$$D_c = 200,90 \text{ mm.}$$

Le diamètre D_c calculé coïncide avec le diamètre normalisé qui est de 200 mm.

Détermination de la perte de charge :

$$H_{\text{Add43}} = \frac{K' \cdot L \cdot Q^B}{D^m} = \frac{0,00179 \cdot 387 \cdot 0,143567^{1,77}}{0,2^{4,774}} = 48,46 \text{ m}$$

V.7.3 Dimensionnement des tronçons Add45 et Add46 :

Pour ces deux tronçons, il ya lieu de signaler qu'on se trouve dans le même problème que celui des deux tronçons Add42 et Add44 calculés dans la partie V.7.1, à savoir, la cote piézométrique du nœud n33 qui est inconnue.

Pour déterminer cette cote piézométrique et les diamètres des deux tronçons, on applique la même méthode appliquée précédemment, à savoir la méthode de la conduite équivalente, en supposant que le diamètre dans ces deux tronçons est un diamètre unique.

Après cela on maintien le diamètre calculé dans le tronçon Add45 et on recalcule le nouveau diamètre du tronçon Add46.

La figure suivante expose les tronçons qui relie le réservoir RV étage3 et le réservoir RV2*500.

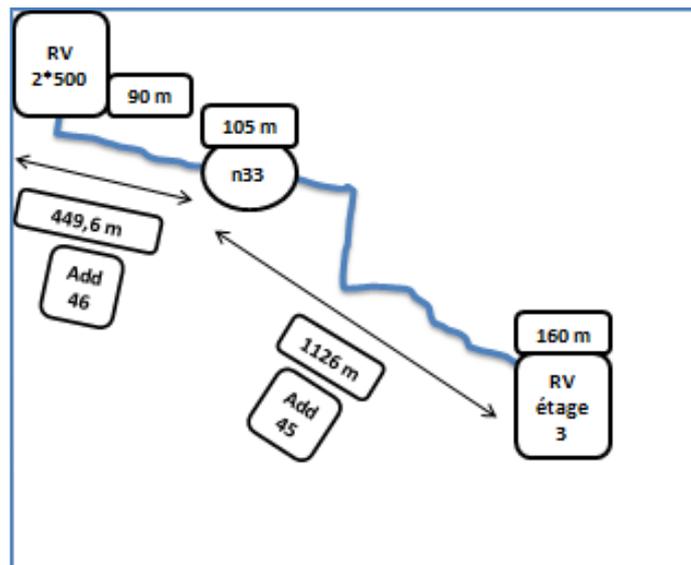


Fig V.4: tronçon RVétage3 RV2*500

La charge disponible dans la conduite équivalente d'adduction notée $H_{\text{éq}}$ est:

$$H_{\text{éq}} = C_{\text{RVétage3}} - C_{\text{RV2*500}}, \text{ en m}$$

Avec:

$H_{\text{éq}}$: La charge disponible totale dans la conduite équivalente d'adduction, en m.

$C_{\text{RVétage3}}$: la cote de départ du réservoir RV étage3 en m.

$C_{\text{RV2*500}}$: La cote d'arrivée au réservoir 2*500, en m.

$$H_{\text{éq}} = 160 - 95 = 65 \text{ m.}$$

Nous pouvons déduire donc le diamètre de la conduite gravitaire.

$$D_c = \sqrt[m]{\frac{K' \cdot L \cdot Q^B}{J}}, \text{ (} D_c = \text{diamètre calculé).}$$

$$D_c = \sqrt[4,774]{\frac{0,00179 \cdot 1575,6 \cdot (0,139586)^{1,77}}{65}}$$

$$D_c = 249,76 \text{ mm.}$$

Le diamètre D_c calculé coïncide avec le diamètre normalisé qui est de 250 mm.

Dans notre cas, on prends le diamètre de 250 mm au niveau de la conduite Add45, et on calcule la cote piézométrique au niveau du nœud n33 (nœud de soutirage du débit destiné à l'étage 3). Après cela, on pourra déterminer le diamètre du tronçon Add46.

$$H_{\text{Add45}} = C_{\text{RVétage3}} - C_{\text{pn33}}, \text{ en m.}$$

$$C_{\text{pn33}} = C_{\text{RVétage3}} - H_{\text{Add45}}$$

Avec:

H_{Add45} : La perte de charge totale dans la conduite d'adduction Add45, en m.

$C_{\text{RVétage3}}$: la cote de départ du réservoir étage 3, en m.

C_{pn33} : La cote de piézométrie du nœud n33, en m.

En appliquant l'équation de DARCY – WEISBACH, on écrit:

$$H_{\text{Add45}} = \frac{K' \cdot L \cdot Q^B}{D^m}, \text{ en m}$$

$$H_{\text{Add45}} = \frac{0,00179 \cdot 1126 \cdot (0,139586)^{1,77}}{0,25^{4,774}} = 46,24 \text{ m}$$

$$C_{\text{pn33}} = 160 - 46,24 = 113,76 \text{ m}$$

Sachant qu'au point n33 la cote du terrain naturel est de 105 m
Donc la pression en ce point est :

$$\Rightarrow P_s = 113,76 - 105 = 8,76 \text{ m}$$

Une fois la cote piézométrique du nœud n33 déterminée, on peut calculer aisément le diamètre du tronçon Add46.
On commence par le calcul de la nouvelle charge disponible :

$$H_{\text{Add46}} = C_{\text{pn33}} - C_{\text{RV2*500}} = 113,76 - 95 = 18,76 \text{ m}$$

$$D_c = \sqrt[m]{\frac{K' \cdot L \cdot Q^B}{J}}$$

$$D_c = \sqrt[4,774]{\frac{0,00179 \cdot 449,6 \cdot (0,06241)^{1,77}}{18,76}}$$

$$D_c = 184,87 \text{ mm.}$$

Le diamètre D_c calculé ne coïncide pas avec le diamètre normalisé, donc il sera compris entre deux diamètres normalisés D_{N1} et D_{N2} .

$$D_{N1} < D_c < D_{N2}$$

Donc le diamètre D_c sera compris entre 160 mm et 200 mm.

$$160 \text{ mm} < D_c < 200 \text{ mm.}$$

Si on considère que le coefficient K' est constant le long de la conduite d'adduction, on peut exprimer la charge disponible J , avec la formule approchée suivants:

$$J = K' \times Q^B \times \left(\frac{L - X}{D_{N2}^m} + \frac{X}{D_{N1}^m} \right), \text{ en m.}$$

La longueur (X) qui correspondra au diamètre 160 mm
La longueur ($L - X$) sera pour le diamètre 200 mm.

$$X = \frac{J - \left(\frac{K \cdot Q^B}{D_{N2}^m} \cdot L \right)}{K \cdot Q^B \cdot \left(\frac{1}{D_{N1}^m} - \frac{1}{D_{N2}^m} \right)}, \text{ en m.}$$

$$X = \frac{18,76 - \left(\frac{0,00179 \cdot (0,06241)^{1,77}}{0,2^{4,774}} \cdot 449,6 \right)}{0,00179 \cdot (0,06241)^{1,77} \cdot \left(\frac{1}{0,16^{4,774}} - \frac{1}{0,2^{4,774}} \right)} = 107,74 \text{ m.}$$

$$L - X = 449,6 - 107,74 = 314,86 \text{ m.}$$

Après le dimensionnement de la conduite d'adduction Add46, on a abouti à un diamètre de 200 mm pour une longueur de 314,86 m, et un diamètre de 160 mm pour une longueur de 107,74 mm.

Détermination des pertes de charges:

Tronçon Add46.1

$$H_{\text{Add46.1}} = \frac{K' \cdot L \cdot Q^B}{D^m} = \frac{0,00179 \cdot 314,86 \cdot 0,06241^{1,77}}{0,2^{4,774}} = 9,025 \text{ m}$$

Tronçon Add46.2

$$H_{\text{Add46.2}} = \frac{K' \cdot L \cdot Q^B}{D^m} = \frac{0,00179 \cdot 107,74 \cdot 0,06241^{1,77}}{0,16^{4,774}} = 8,96 \text{ m}$$

V.7.4 Récapitulatif des résultats :

Le calcul des vitesses s'effectue par la formule de continuité qui s'écrit comme suit :

$$Q = S \cdot V$$

Avec :

Q : Le débit circulant à travers la section transversale de la conduite en m³/s.

S : La section de la conduite en m.

V : La vitesse calculée au travers de la section transversale en m/s.

$$\Rightarrow V = \frac{Q}{S}$$

Le tableau suivant résume les résultats des calculs hydrauliques de notre système d'adduction au niveau des conduites.

Tab V.3: Récapitulatif des résultats des calculs hydrauliques au niveau des tronçons

Tronçon	Longueur (m)	Débit (l/s)	Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)	H (m)
Add42	759,43	283,153	400	2,25	11,56
Add43	387	143,567	200	4,57	48,46
Add44.1	653,72	139,586	250	2,845	26,84
Add44.2	390,96	139,586	200	4,445	46,58
Add45	1126	139,586	250	2,845	46,24
Add46.1	314,86	62,41	200	1,98	9,025
Add46.2	107,74	62,41	160	3,105	8,96

Tab V.4: Récapitulatif des résultats des calculs hydrauliques au niveau des nœuds

ID Nœud	Altitude m	Cote piézométrique m	Pression m
Nœud n32	204,445	238,43	34
Réservoir RV5000	250	/	/
Réservoir RV2000EST	186	191	5
Réservoir RVétage3	160	165	5
Réservoir RV2*500	90	95	5
Nœud n33	104	113,76	9,76

Remarque:

On remarque à partir du tableau V.3, que certaines vitesses sont trop importantes et atteignent 4,57 m/s, par conséquent, il va de soit de proposer des diamètres correctifs qui vont d'une part, réduire les vitesses aux niveau des tronçons, et de l'autre, réduire les pertes de charges.

Pour cela, on impose un diamètre de 315 mm au niveau du tronçon Add42 et on calcul les nouvelles vitesses puis les nouvelles pertes de charges.

V.7.5 Correction des vitesses :

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant:

Tab V.5: Récapitulatif des résultats des calculs hydrauliques au niveau des tronçons après correction

Tronçon	Longueur (m)	Débit (l/s)	Diamètre extérieur (mm)	Vitesse (m/s)	H (m)
Add42	759,43	283,153	315	3,63	36,18
Add43	387	143,567	250	2,92	16,70
Add44	1044,68	139,586	250	2,84	42,9
Add45	1126	139,586	250	2,84	46,23
Add46.1	314,86	62,41	200	1,98	9,025
Add46.2	107,74	62,41	160	3,105	8,96

Tab V.6: Récapitulatif des résultats des calculs hydrauliques au niveau des nœuds après correction

ID Nœud	Altitude (m)	Cote piézométrique (m)	Pression (m)
Nœud n32	204,445	213,82	9,375
Réservoir RV5000	250	/	/
Réservoir RV2000EST	186	191	5
Réservoir RVétage3	160	165	5
Réservoir RV2*500	90	95	5
Nœud n33	104	113,76	9,76

Remarque:

En comparant les tableaux V.3 et V.5 on voit que les vitesses au niveau des tronçons Add43 et Add44 ont diminués de même que les pertes de charges en ces mêmes tronçons.

En comparant les tableaux V.4 et V.6 on voit que la pression au niveau du nœud n32 à chuté, et ce par la diminution du diamètre du tronçon Add42.

La figure suivante représente le schéma général des résultats de calcul des adductions :

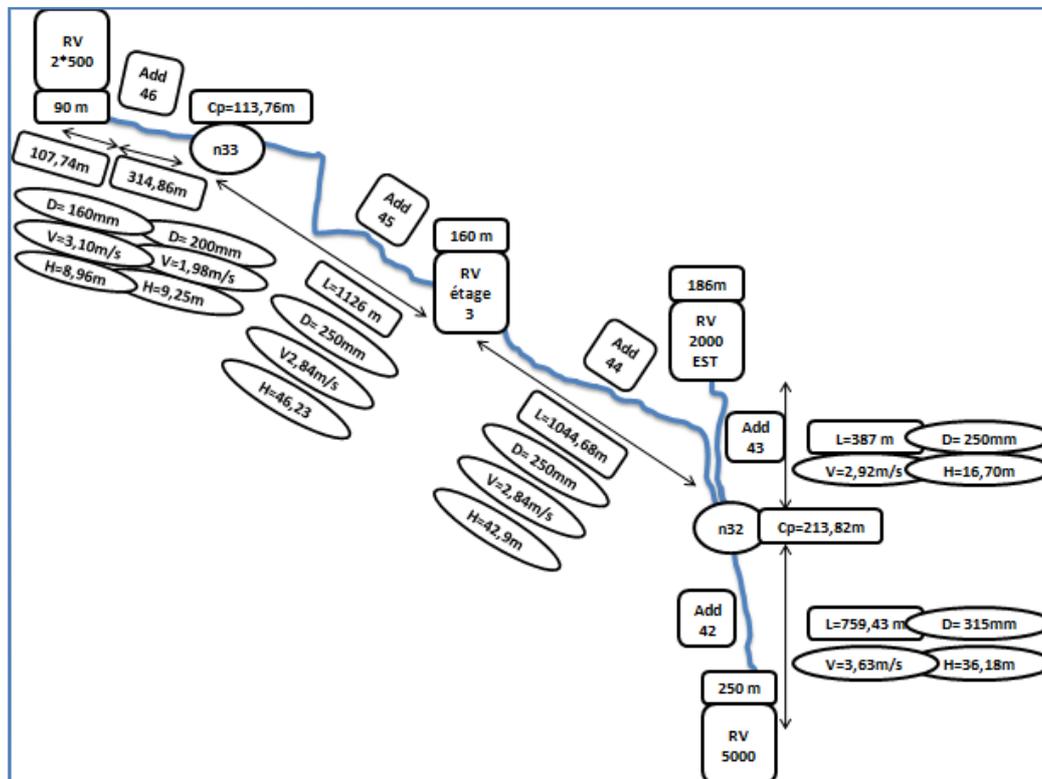


Fig V.5: Schéma général des résultats de calcul des adductions

V.8 Conclusion:

Dans ce chapitre, nous avons effectués les calculs relatifs à toutes nos conduites d'adductions gravitaire.

Les résultats obtenus lors du premier calcul ont donné lieu à des vitesses élevés atteignant 4,57 m/s, afin de palier à cette vitesse excessive, on a proposés des diamètres correctifs en recalculant les pertes de charges relatives à chaque tronçon.

Après ces corrections, on obtenus des diamètres varient de 160 mm à 315 mm entre le point le plus haut (réservoir de desserte, CTN=250m) et les trois réservoirs d'alimentation (RV2000EST, RV étage3 et RV 2*500).

Les modification apportés en vue de corriger les vitesses élevés sont les suivantes:

- On à réduit le diamètre de la conduite Add42 de 400mm à 315, ceci à engendré la diminution de la pression au niveau du nœud n32.
- Le diamètre de la conduite Add43 à augmenté de 200mm à 250mm.
- La conduite Add44 s'est faite attribué un diamètre unique de 250mm au lieu de 200mm pour le premier tronçon et 250mm pour le deuxième.

Comme résultats à tout cela on a obtenu des vitesses variant de 1,98 m/s à 3,63 m/s.

Les pertes de charges varient de 8,96 m à 46,23 m

Chapitre – VI –
ETUDE DE REALISATION

VI Introduction :

Ce chapitre traitera du volet "réalisation". C'est un volet plus qu'important dans tout projet du domaine du BTPH en général et en alimentation en eau potable en particulier. Il contiendra cinq parties fondamentales à savoir :

- La pose des canalisations et les différentes étapes et techniques nécessaires pour une bonne réalisation de cette dernière.
- Les accessoires et appareillages du réseau de distribution.
- L'organisation du chantier et le calcul des travaux de l'adduction, du réseau de distribution et de la réalisation des réservoirs projetés.
- Planification et gestion des délais de réalisation en utilisant le logiciel Oracle Primavera P6 et calcul du devis.
- La protection et la sécurité du travail.

VI.1 Partie 1: Pose des conduites :

VI.1.1 Introduction :

Le rôle d'une canalisation est le transport d'un débit souhaité en résistant aux surpressions et aux dépressions éventuelles, et aux flexions longitudinales (dus à son propre poids, au poids de l'eau, à celui des terrains, aux surcharges roulantes et à l'agressivité des sols).

La pose des conduites est d'une importance majeure vu les conséquences que peut engendrer une mauvaise installation de ces dernières.

La stabilité des ouvrages et la durée d'exploitation de réseau et l'adduction reposent sur une pose convenable.

Dans la plupart des réseaux, on distingue la pose en terre, en galerie, en élévation au dessus du sol et dans le lit d'une rivière.

VI.1.2 Différents types de poses de la canalisation :

On distingue les types de poses suivantes :

- Pose en terre ;
- Pose en mauvais terrains ;
- Pose en galerie ;
- Pose en pentes ;
- Passage de ponts ;
- Traversée de rivière.

VI.1.2.1 Pose en terre :

VI.1.2.1.1 Exécution des tranchées :

La canalisation doit assurer pendant de très longues années un service sans défaillance. La profondeur de la tranchée doit être suffisante pour que la conduite soit à l'abri du gel.

La largeur de la tranchée est en fonction du diamètre de la conduite. Elle varie aussi selon la nature du sol, les matériaux constituant la conduite et le type de joints.

Une canalisation enterrée supporte sa masse propre et se trouve soumise à des efforts importants dus à :

- Le poids de l'eau ;
- La masse du remblai ;
- Des charges roulantes.

Pour bien effectuer la pose en terre, on doit appliquer les étapes suivantes:

- Eliminer les grosses pierres des déblais placés sur le côté de la tranchée, de façon à éviter leur chute accidentelle sur la canalisation une fois posée.
- Nivelier soigneusement le fond de la fouille pour que la pente soit constante entre les points de changement de pentes prévus et ne pas oublier les légères pentes indispensables en terrain horizontal. Ce nivellement exige d'autant plus de soin que la pente est plus faible.
- Eviter de placer les tuyaux sur tasseau, ceux-ci concentrent les efforts d'écrasement, et de plus, leur emploi fait travailler les tuyaux à la flexion.
- Préparer un fond de fouille bien rectiligne, de manière à ce que les tuyaux y reposent sur toute leur longueur. Plus le tuyau est d'un diamètre important plus la surface d'appui doit être soignée et aménagée pour épouser la forme du tuyau. L'idéal est un lit présentant un angle d'appui de 90°.

En sol rocheux, on approfondit la tranchée de 15 à 20cm en dessous de la cote définitive.

On rétablit ensuite le niveau en confectionnant un lit de pose bien tassé avec de la terre meuble, du sable, du gravier ou de pierres carrées en petits éléments (passant dans un anneau de 5cm de diamètre).

Dans les pentes et dans les terrains argileux, où l'eau ruisselle ou s'accumule, on confectionne un lit de pose avec gravier ou des pierres cassées (passant à l'anneau de 5 cm) pour assurer un drainage correct.

Lorsque la canalisation traverse des terrains dont l'assise du sol n'est pas dure, il est recommandé de prévoir un lit de béton maigre reposant sur des pieux battus.

VI.1.2.1.2 Réalisation des tranchées

La section transversale de la tranchée dépend de :

- La profondeur.
- La longueur.
- Le coefficient de talus.

a) Profondeur :

La profondeur de la tranchée est déterminée par la formule suivante :

$$H=H_1+D+H_2$$

H : Profondeur de la tranchée en (m) ;

H₁ : Epaisseur du lit de pose (0,10 à 0,15m)

D : Diamètre de la conduite ;

H₂ : Distance au dessus de la génératrice supérieure de la conduite (0,60 à 1,20m)

b) Largeur :

La largeur est en fonction de diamètre de la conduite, on doit laisser 0,30m de part et d'autre de la conduite.

$$L=D+2 * 0,30$$

Où :

L : largeur de la tranchée en (m)

c) Coefficient du talus :

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

Tab VI.1.1: Choix du coefficient du talus :

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

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

On doit s'assurer au préalable qu'aucun corps étranger (terre, pierre, chiffon,...etc.) ne se trouve à l'intérieur des tuyaux.

Lorsque les tuyaux en sont dotés, on vérifie le bon état des revêtements intérieurs et extérieurs, en cas de détérioration, on met à côté le tuyau défectueux pour réparation du revêtement ou coupe de la partie abîmée.

On utilise un engin de levage, de puissance et de dimensions suffisantes pour la pose des conduites.

Toutes les opérations de pose doivent être conduites dans l'ordre avec méthode et en sauvegardant la propreté.

Au cours de la pose, on vérifie régulièrement l'alignement des tuyaux.

S'il est nécessaire de coller les tuyaux pour les aligner, on emploie de la terre meuble ou du sable. A chaque arrêt de la pose on bouche les extrémités de tronçon de conduite en attente à l'aide de tompons solidement fixés pour éviter l'introduction de corps étrangers.

Les différents lits de pose sont représentés dans la figure.

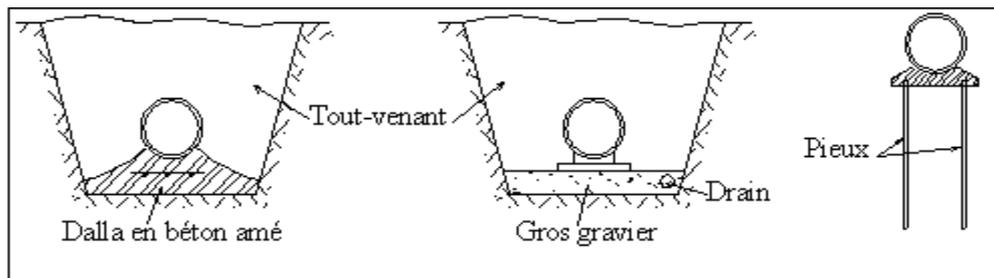


Fig VI.1.1: Différents lits de pose.

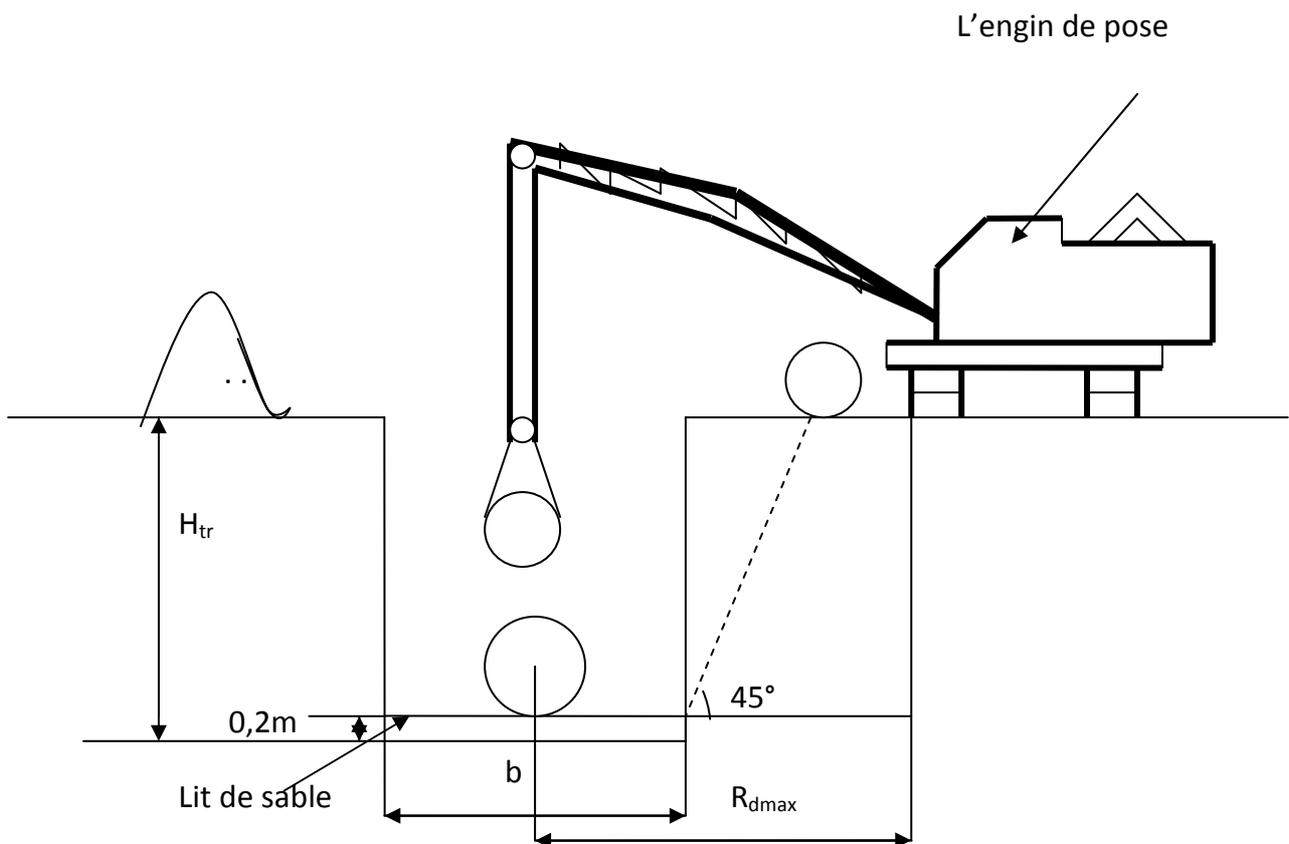


Fig VI.1.2: Pose de la conduite dans la tranchée.

VI.1.2.2 Pose en mauvais terrains :

Si la conduite sera posée dans un mauvais terrain tel que les terrains marécageux, il pourra être nécessaire pour éviter les affaissements (tassement) qui pourraient rompre la conduite où détacher les joints; de couler au fond de la tranchée une dalle en béton armé.

VI.1.2.3 Pose en galerie :

La pose des conduites en galerie présente un double avantage, cela facilite leur surveillance et évite les tassements de terrain en cas de fuite.

Ainsi l'ouverture de chaussée à l'occasion des réparations ou de remplacement. Cette pose est courante dans les villes ou agglomérations disposant déjà de galeries spéciales souterraines (égouts, caniveaux ou galeries spéciales visitables).

Les conduites sont posées sur les consoles en fonte d'aluminium scellées dans les pieds droits pour les petits diamètres, et sur les tasseaux pour les grands diamètres dans les galeries sèches spéciales.

VI.1.2.4 Pose en pente :

Au delà d'une certaine pente (25%), les frottements entre canalisations et les terres sont insuffisants pour maintenir la conduite, il convient alors d'équilibrer la composante axiale de

gravité par l'utilisation de butées d'encrage ou de joints verrouillés, les deux techniques pouvant être associées.

Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite au compactage pour augmenter la densité des terres et éviter le tassement par la suite.

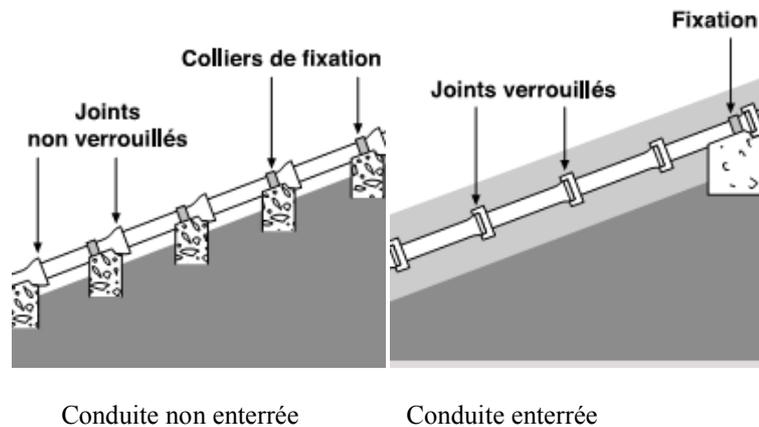


Fig VI.1.3: Pose des conduites en pente

VI.1.2.5 Traversée de rivière :

La pose conduites à travers un oued en adduction demande un certain nombre de travaux de protection. Deux cas peuvent se présenter :

Premier cas : l'existence d'une route servira également à supporter la conduite d'adduction .

Deuxième cas : si le pont route n'existe pas, la canalisation devra suivre le lit de la rivière, elle sera posée sur un tasseau et recouverte par une épaisseur de 0.60 à 1.00 m de tout-venant pour la protection contre les chocs. Les joints soudés sont maintenus par des butées en béton pour empêcher l'emboîtement des joints.

VI.1.2.6 Traversée de route :

En raison des charges à supporter qui peuvent causer des ruptures et par conséquent des infiltrations nuisibles à la conduite comme à la route, la canalisation sera introduite à l'intérieur d'une buse de diamètre supérieur, ce qui la préservera des vibrations et des surcharges qui pourraient être les causes des infiltrations, par suite de fissures.

VI.1.3 Le remplissage de la conduite :

Le remplissage de la conduite exige l'évacuation complète de l'air. On remplit la conduite lentement, avec un débit de l'ordre de 1/15 à 1/20 de son débit prévu. Cette précaution est indispensable pour donner à l'air le temps de s'accumuler au point haut et enfin de s'échapper par les ventouses.

On utilise des robinets-vannes de vidange pour vérifier l'arrivée progressive de l'eau.

VI.1.4 Essai hydraulique sur la conduite :

Avant de remblayer la tranchée, on effectue un essai à l'aide d'une pompe d'épreuve, on remplit la conduite d'eau, on lui applique une pression d'essai égale à la pression à laquelle elle sera soumise majorée de 50 %.

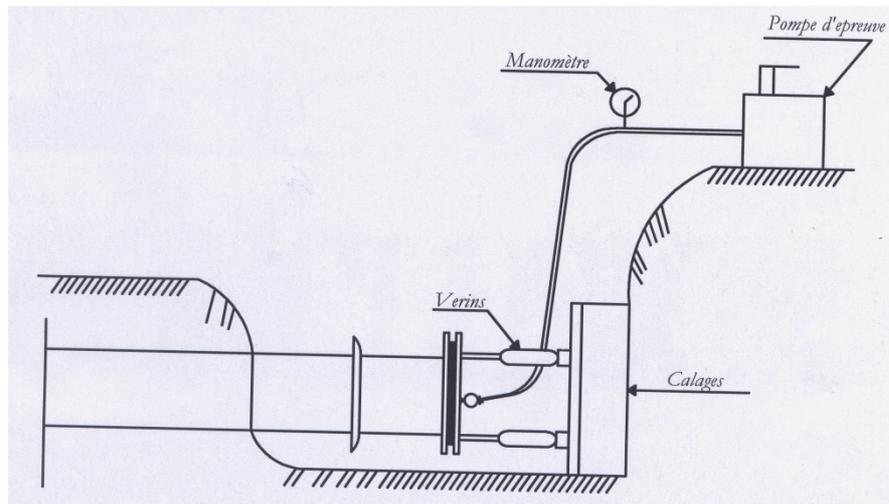


Fig VI.1.4: Essai hydraulique.

VI.1.5 Remblayage :

Le remblayage fait partie des opérations de pose. Il forme le lit dans lequel repose la canalisation et le milieu en contact direct avec elle. Il doit donc être soigné, et son exécution est confiée à des ouvriers expérimentés.

Un remblai correctement effectué double la résistance de la conduite aux charges extérieures.

Pour obtenir un bon remblai, on utilise une terre purgée de pierres, fortement damée par des petites couches sous le tuyau et sous ses flancs. On poursuit jusqu'à obtenir une couche bien damée de 20cm au-dessous de la génératrice supérieure. Cette façon d'opérer évite tout tassement ultérieur du terrain autour de la conduite.

VI.1.6 Butées :

Sous la poussée de l'eau, les branchements ou le cas d'un changement de direction, il y a risque d'un déboîtement des joints dans les parties soudées ou à la rupture des soudures.

Pour remédier à cela, on prévoit la construction de massifs en béton, qui par leur poids s'opposent aux déboitements et aux ruptures.

On distingue :

- Butée sur un branchement ;
- Butée sur un coude horizontal ;
- Butée sur un coude vertical ;
- Butée d'extrémité en vue d'un essai hydraulique (voir **Fig VI.1.4**)

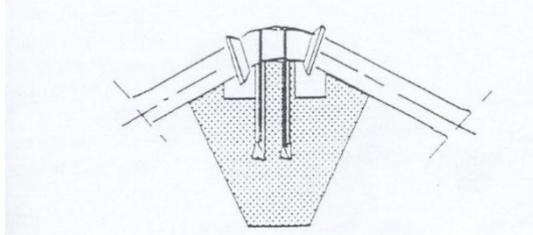


Fig VI.1.5: Butée sur un coude horizontale

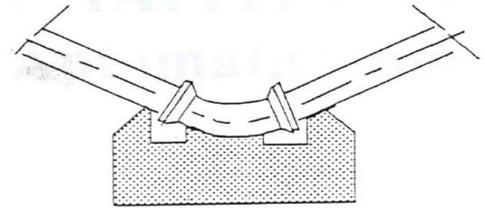


Fig VI.1.6: Butée sur un coude vertical

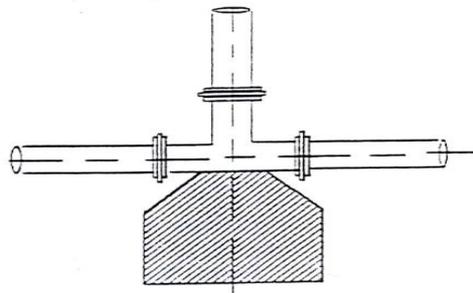


Fig VI.1.7: Butée sur un branchement

VI.2 Partie 2: Accessoires du réseau :

VI.2.1 Introduction :

Le long d'une canalisation, on peut observer plusieurs organes et accessoires qui ont une importance capitale au bon fonctionnement du réseau, en effet parmi leurs rôles on peut citer ce qui suit:

- ✓ Assurer un bon écoulement ;
- ✓ Régulariser les pressions et mesurer les débits ;
- ✓ Protéger les canalisations ;
- ✓ Changer la direction ;
- ✓ Raccorder deux conduites ;
- ✓ Changer le diamètre ;
- ✓ Soutirer les débits ;

VI.2.2 Principaux organes et accessoires du réseau:

VI.2.2.1 Nature des canalisations:

Le réseau étudié sera constitué de tuyaux en PEHD avec des diamètres compris entre 75mm et 400mm.

VI.2.2.2 Les robinets:

VI.2.2.2.1 Les robinets vannes:

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

Le nombre de vannes doit être égal au nombre de branches moins 1.

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.

L'obturation est obtenue pour une rotation de 90° de la partie tronconique.



Fig VI.2.1: Robinet vanne

VI.2.2.2.2 Vannes papillon :

Les vannes papillon peuvent servir non seulement au sectionnement mais aussi à la régulation du débit, ces dernières sont très légères et peu encombrantes et elles engendrent de faibles pertes de charges. Ils sont surtout utilisés à la sortie des réservoirs d'eau.

La manœuvre de l'obturateur est limitée à 60° car au-delà du gain le débit est faible et le couple de manœuvre augmente rapidement à partir de 60° et présentent même un maximum vers 80°, ce qui est préjudiciable à la stabilité de fonctionnement.



Fig 0.2.2 :Vannes papillons

Dans notre cas, on prévoit l'installation de robinets vannes papillon sur chaque conduite de départ du réservoir

VI.2.2.2.3 Les vannes d'isolement :

Ce sont des vannes qui ont pour but d'isoler les réservoirs, dans notre cas d'étude on n'a pas ce genre de vannes.

VI.2.2.2.4 Vannes de décharge :

C'est un robinet disposé au point bas du tracé en vue de la vidange de la conduite et de l'évacuation des dépôts. La vidange se fait soit dans un égout (cas d'un réseau urbain), soit dans une fosse ou en plein air (cas d'une conduite en milieu rural). Ce robinet sera posé dans un regard en maçonnerie facilement accessible.

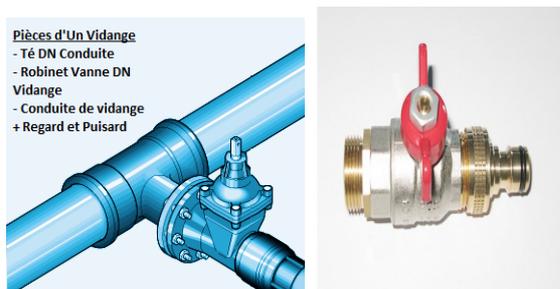


Fig VI.2.3 : Robinet vannes de décharge

VI.2.2.3 Réducteur de pression amont :

Cet appareil réduit la pression de l'eau qui le traverse, et permet d'obtenir à sa sortie une valeur réglée et constante. Installé à l'entrée du réseau, il protège toute l'installation des problèmes dus à un excès de pression : bruits dans les canalisations, coups de bélier... Le réducteur de pression est un appareil totalement autonome.



Fig VI.2.4: Réducteur de pression (source www.wikip.fr)

VI.2.2.4 clapet anti retour:

Le clapet anti retour est un est un accessoire permettant l'écoulement du liquide dans un seul sens. Dans la pratique, le clapet doit s'adapter à de nombreux fluides, à des installations très variées présentant à chaque fois des contraintes mécaniques, hydrauliques, physiques ou chimiques différentes.

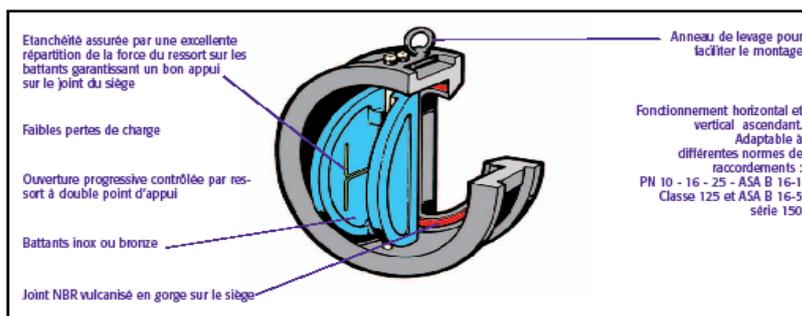


Fig VI.2.5: Clapet à double battant (D'après document Danfoss Socla)



Fig VI.2.6: Clapet anti retour (source www.wikip.fr)

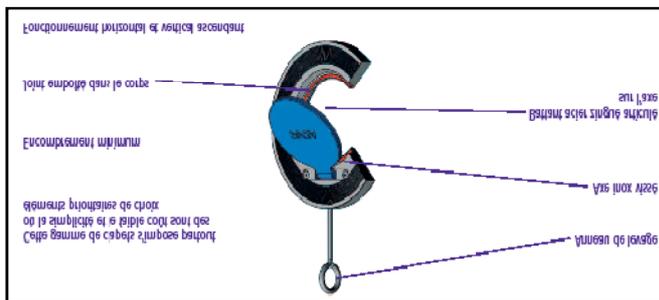


Fig VI.2.7: Clapet à simple battant (D'après document Danfoss Socla)

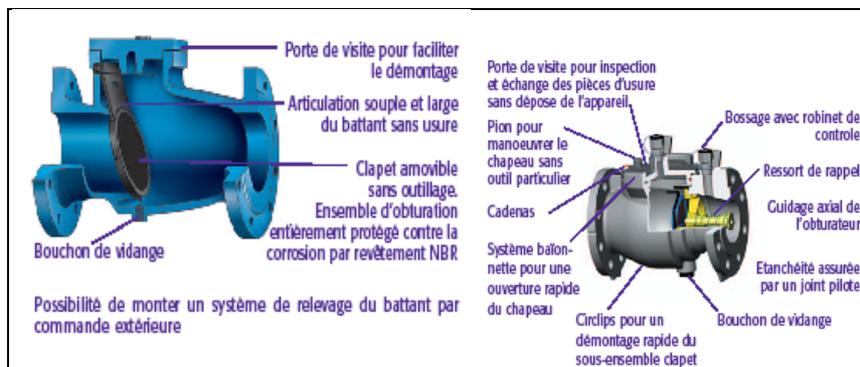


Fig VI.2.8: Clapet à simple battant (à brides) (D'après document Danfoss Socla)

VI.2.2.5 Crépines :

La crépine évite l'entrée accidentelle de corps solides dans la pompe, elle est constituée par un cylindre perforé qui intercepte le passage d'objets susceptibles d'endommager la pompe.

Il est à noter qu'une crépine doit toujours être entièrement immergée pour éviter l'entrée de l'air. Dans notre cas, les crépines seront installées sur chaque conduite de départ des réservoirs.

VI.2.2.6 Ventouses :

Une accumulation d'air peut se former aux points hauts d'une conduite qui est due à une dépression, cela provoque ce que l'on appelle "phénomène de dégazage"; rupture de la veine liquide; cantonnement d'air puis implosion, cela engendre une détérioration de la conduite.

Pour palier à ce problème, on évacue l'air par le biais d'une ventouse qui peut être manuelle ou automatique

La ventouse à 3 fonctions principales:

- Evacuer l'air pendant le remplissage de la conduite ;
- Faire rentrer l'air pendant la vidange de la conduite ;
- Purger l'air pendant le fonctionnement normal ;

Toutes ces ventouses sont disposées dans des regards visitables et leur bon fonctionnement doit être vérifié périodiquement.

On trouve sur le marché deux types de ventouses :

- Ventouse simple : Assure le dégazage des conduites à haute pression.
- Ventouse à deux orifices : Réunis en un seul appareil.

La ventouse est formée d'une enceinte en communication avec la conduite dans laquelle un flotteur vient obturer l'orifice calibré. Le flotteur est cylindrique ou sphérique. Il peut être couvert d'une enveloppe en caoutchouc. Ces appareils se placent au niveau des points hauts des conduites où se rassemble l'air, soit au moment du remplissage soit au cours de fonctionnement. C'est également en ces points qu'il faut faire une admission de l'air lors des vidanges.

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

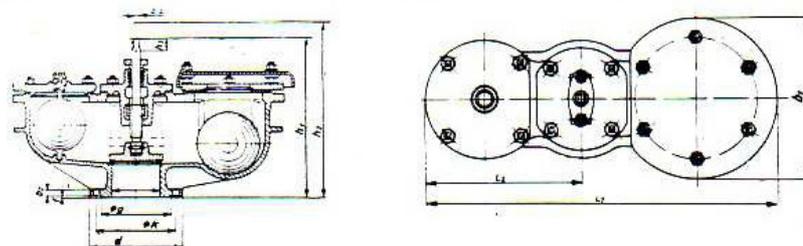


Fig VI.2.9: Ventouse à deux flotteurs.

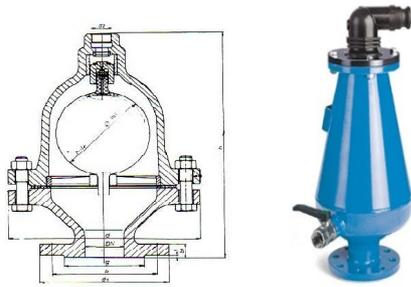


Fig VI.2.10: Ventouse à un seul flotteur.

Dans notre projet on utilise les ventouses a un seul flotteur dans les nœuds les plus hauts.

VI.2.2.7 By-pass :

Le by pass est utilisé pour :

- Faciliter la manœuvre de la vanne à fermeture lente ;
- Remplir à débit réduit, la conduite avant sa mise en service ;
- Relier la conduite d'arrivée à la conduite de départ du réservoir.

Dans notre cas, les by pass sont placés parallèlement aux vannes de sectionnement se trouvant le long des conduites gravitaires pour remplir les deux premiers rôles, et à l'intérieur de chambre de vannes pour remplir le troisième rôle.

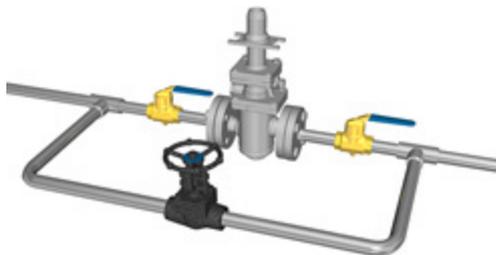


Fig VI.2.11: By-pass

VI.2.2.8 Bouches d'incendie :

Les bouches d'incendie sont des dispositifs qui permettent de lutter contre les incendies, ils sont installés sur la canalisation et seront capables de fournir un débit minimal de 17 l/s, ils doivent être espacés de 200 à 300m les unes des autres et répartis suivant l'importance des risques à défendre.

Les poteaux d'incendie doivent comporter au moins deux prises latérales de 65mm de diamètre auxquelles on ajoute une prise frontale de 100 mm si le débit d'incendie dépasse 500 l/min ou si la pression de l'eau est faible.

Dans notre cas, on prévoit l'installation de trois poteaux d'incendie au niveau des nœud n13, n19 et n28, points les plus défavorables (en terme de distance et d'altitude).

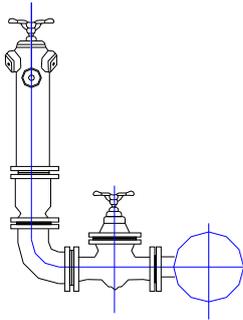


Fig IV.2.12: Bouche d'incendie

VI.2.2.9 Organes de mesure:

Il est primordial dans tout système d'AEP de prévoir des organes de mesures divers tel que la mesure du courant; des niveaux; du débit et de la pression. Dans notre projet, on installe ces organes de mesure à l'entrée et à la sortie des réservoirs ainsi qu'au niveau du réseau de distribution et ce pour récolter des informations sur son état de fonctionnement dont, les résultats par la suite nous permettront une bonne gestion du réseau .

VI.2.2.9.1 Mesure du débit:

Cette partie vise à mettre en valeur les principes de mesure concernant la débitmétrie pour les écoulements en charges dans les conduites. On peut distinguer une multitude d'appareils pour mesurer les débits tel que :

- Débitmètre de type déprimogène: c'est des instruments basés sur l'exploitation de la mesure de la pression différentielle selon la loi de Bernoulli: le débit est fonction de la racine carrée de cette pression différentielle.
- Débitmètre à flotteur ou section variable: Ces débitmètres sont connus sous l'appellation rotamètre correspondant au nom de la société Rota, groupe Japonais Rota-Yokogawa le principe de mesure est basé sur un flotteur en rotation.

- Débitmètre à turbine: Il est composé d'une hélice en rotation sous l'effet du courant fluide. Le débit est mesuré par un capteur d'impulsions au passage d'une hélice devant la bobine.
- Débitmètre électromagnétique: Le débit électromagnétique est fondé sur le principe de Faraday: un champ magnétique est appliqué à l'écoulement et le fluide est l'équivalent d'un conducteur en mouvement ; il en résulte l'apparition d'une force électromotrice qui est collectée sur deux ou quatre canaux de mesure. Il va de soit que le liquide doit être un minimum conducteur.
- Débitmètre à effet vortex: Le débitmètre à effet vortex est basé sur l'effet van-Karman, par lequel un obstacle placé dans un fluide en écoulement turbulent, génère en aval un régime oscillatoire dont la fréquence de détachement des tourbillons (vortex) est liée à la vitesse de l'écoulement.
- Débitmètre à ultrason: Il existe de type de débitmètres à ultrasons:
 - ❖ Le débitmètre à ultrason à temps de transit: dont le principe est fondé sur la différence des temps de parcours aller-retour d'un faisceau d'ultrasons de trajet oblique par rapport à l'axe de la conduite, selon que la vitesse de l'écoulement s'ajoute ou se retranche de la vitesse de propagation du son dans le fluide au repos.
 - ❖ Le débitmètre à effet Doppler: est fondé sur la variation de la fréquence de l'onde sonore réfléchi sur les particules en mouvement dans le fluide par rapport à la fréquence de l'émetteur.
- Débitmètre massiques: Dans cette catégorie de débitmètre, on distingue plusieurs types:
 - ❖ Débitmètre thermique: Il est à convection ou à capacité thermique, il chauffe son tube de mesure. La température en amont et en aval du chauffage est mesurée : la différence de température est proportionnelle au débit massique, les domaines de son utilisation sont: Liquide propre, gaz, vapeur,
Diamètre de canalisation: tous diamètres
Précision: de l'ordre de 1 % de la mesure réelle.
 - ❖ Le débitmètre à effet Coriolis: Ce type de débitmètre est utilisé pour les liquides et les gaz sous certaines conditions, il est fondé sur la force de Coriolis: Dans un système en rotation, de la force qui agit perpendiculairement sur la masse en mouvement dans le système, selon le vecteur vitesse relative et sur l'axe de rotation du système.

❖ Le débitmètre laminaire: il est basé sur la loi de Poiseuille qui détermine à partir de la mesure de la pression différentielle et de la viscosité du fluide, le débit massique.

(Source: Cours: Instrumentation et Techniques de Mesures Année universitaire 2011/2012 ENSH : M.K Mihoubi)

Dans notre cas d'étude nous proposons l'utilisation de débitmètres déprimogènes.

On crée une contraction de la section d'écoulement. Cette contraction entraîne une augmentation de la vitesse d'écoulement au droit de l'appareil se traduisant par une diminution de la pression (**Fig VI.3.13**). La mesure s'effectue avec un capteur de pression différentielle.

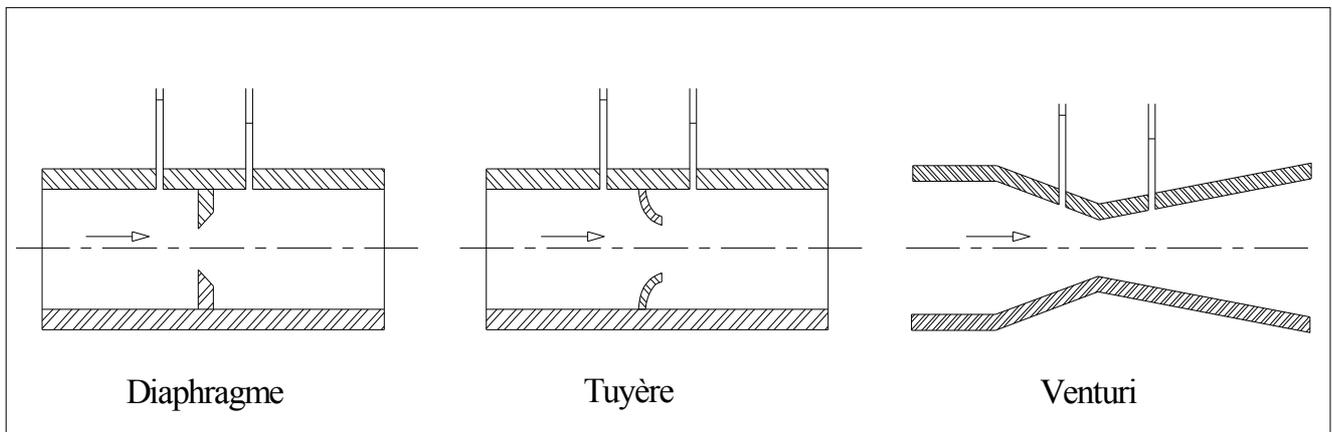


Fig VI.3.13: Débitmètres déprimogènes

VI.2.2.9.2 Mesure de la pression:

Les appareils les plus utilisés pour la mesure de la pression sont :

- Manomètres à aiguilles
- Manomètres à soufflet

VI.2.2.9.2.1 Manomètres à aiguilles

Dans les manomètres à aiguille, le mouvement est transmis à l'aiguille soit par un secteur denté soit par un levier soit par une membrane. L'avantage de cette transmission est la facilité d'étalonnage et son inconvénient réside dans l'usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des vibrations .

VI.2.2.9.2.2 Manomètres à soufflet

Ce sont des manomètres dont l'organe actif est un élément élastique en forme de soufflet. Sous l'effet de la pression, le soufflet se déforme dans la direction axiale. Les manomètres à soufflet présentent l'avantage d'éliminer le danger de gel et leur inconvénient réside dans leur sensibilité aux vibrations et au sur chauffage.



Fig VI.3.14: Manomètre

VI.2.2.10 Organes de raccordement du réseau :

Les pièces de raccordement ont une importance capitale dans tout réseau d'AEP, ils servent notamment à avoir:

- Une déviation d'une partie de l'écoulement
- Une introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire
- Un changement de diamètre de la conduite
- Un changement de direction de la conduite

VI.2.2.10.1 Coudes :

Les coudes servent au changement de direction dans les réseaux maillés et ramifiés, ils sont généralement maintenus par des massifs de butées bien dimensionnés.

On rencontre sur le marché des coudes à deux emboîtements et des coudes à un emboîtement et bout lisse. Les deux types de coude se présentent en fonction de l'angle α :

$$\frac{1}{4} (90^\circ), \frac{1}{8} (45^\circ), \frac{1}{16} (22^\circ 30'), \frac{1}{32} (11^\circ 15').$$

VI.2. 2.10.2 Cônes :

Les cônes sont utilisés pour relier deux conduites de diamètres différents ainsi que pour relier les accessoires aux conduites tout comme on les rencontre à l'entrée et à la sortie des pompes. On distingue :

- Les cônes à deux emboîtements ;
- Les cônes à deux brides ;
- Les cônes à emboîtement et bride.

VI.2.2. 10.3 Tés :

Les tés sont localisés au niveau des réseaux maillés, ramifiés mais aussi dans les piquage des canalisations d'adduction. Dans le but de soutirer un débit d'une canalisation ou d'ajouter un débit complémentaire.

Les tés se présentent soit à trois emboîtements, soit à deux emboîtements et brides.

VI.2.2.10.4 Croix de jonction :

Ces pièces utilisés au niveau des nœuds pour le croisement des deux conduites perpendiculaires. Les deux manchons qui constituent la croix de jonction peuvent avoir des diamètres différents elles peuvent être à brides ou bien à emboitement et brides.

VI.2.2.10.5 Manchons :

En pratique, on rencontre des manchons à bout lisse aux deux extrémités, à deux emboitements, à emboitement et bout lisse, à deux brides, à brides et bout lisse et à emboitement et bride. On peut les rencontrer au niveau des montages des appareils et accessoires tel que les vannes, clapets... et au niveau de certains joints.

VI.2.3 Conclusion:

Dans cette partie du chapitre, nous avons exposé un grand nombre d'accessoires et d'organes susceptibles d'être repérés dans les réseaux d'AEP, en explicitant brièvement le rôle de chaque organe et les types d'accessoires disponibles sur le marché. Il est incontestable que toutes ces pièces ont une importance capitale dans la préservation des ouvrages hydrauliques et dans la pérennité du fonctionnement.

VI.3 Partie 3: Organisation de chantier

VI.3.1 Introduction :

L'organisation d'un chantier consiste à déterminer et à coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions possible les travaux d'exécution.

L'exécution des travaux sur chantiers pour un réseau d'AEP, demande différentes opérations telle que :

- Implantation des tracés des tranchés sur le terrain.
- Excavation des tranchées.
- Aménagement du lit de pose des conduites.
- Pose des conduites.
- Epreuve des joints et de canalisation.
- Remblaiement des tranchées

VI.3.2 Calcul des travaux concernant les tranchés des conduites :

VI.3.2.1 Implantation des tracés des tranchés sur le terrain :

VI.3.2.1.1 Matérialisation de l'axe:

On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain avec des jalons placés en ligne droite et espacés de 50 m.

On effectue ce travail en mesurant sur le plan leurs distances par des repères fixes ou des bornes. La direction des axes et leurs extrémités sont donc bien déterminés.

VI.3.2.1.2 Nivellement :

Le nivellement est la mesure des différences d'altitudes entre deux ou plusieurs points situés sur une pente uniforme.

Le nivellement sert à définir le relief d'un terrain en déterminant l'altitude d'un certain nombre de points, toutes les cotes sont données par rapport à un niveau de base appelé plan de comparaison.

VI.3.2.2 Excavation des tranchées:

L'excavation devra être réalisée mécaniquement.

La profondeur minimale de la tranchée à excaver atteint 1 m pour les raisons suivantes:

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

La largeur de la tranchée doit être suffisante, de façon à permettre l'entrée des ouvriers pour le travail.

L'excavation nécessite la détermination de plusieurs paramètres à savoir:

- la profondeur de la tranchée (H_{tr}).
- la largeur de la tranchée (b).
- distance de la mise de cavalier.

VI.3.2.2.1 La profondeur (H_{tr}):

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite, elle est donnée par la relation suivante:

$$H_{tr} = e + D_{max} + h. \quad (VI.3.1)$$

e : épaisseur du lit de pose, $e = 0,2$ m.

D_{max} : diamètre maximal de la conduite, en m.

h : la hauteur de terre entre la génératrice supérieur de la conduite et la surface du sol, $h = 1$ m.

D'où : $H_{tr} = 1,2 + D_{max}$, en m.

VI.3.2.2.2 Largeur de la tranchée (b):

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite, en laissant 30 cm d'espace de chaque coté de la conduite.

$$b = D_{max} + 0,6, \text{ en m.} \quad (VI.3.2)$$

b : largeur de la tranchée, en m.

D_{max} = diamètre maximal des conduites, en m.

VI.3.2.2.3 Choix du coefficient du talus:

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

Tab VI.3.1: choix du coefficient du talus

Sols	Profondeur de la tranchée	
	≤ 1,5 m	≤ 3 m
Sable	m = 0,5	m = 1
Limon - sableux	m = 0,25	m = 0,67
Limon - argileux	m = 0	m = 0,5

Dans notre cas, le sol est limon - argileux d'où le coefficient de talus $m_{tr} = 0$.

VI.3.2.2.4 Distance de la mise du cavalier:**VI.3.2.2.4.1 Section transversale de la tranchée (S_{tr}):**

$$S_{tr} = (H_{tr} \times b) + (m_{tr} \times H_{tr}^2), \text{ en m}^2. \quad (\text{VI.3.3})$$

b : la largeur du fond de la tranchée, en m.

m_{tr} : le coefficient du talus, $m_{tr} = 0$.

$H_{tr} = 1,2 + D_{max}$, en m.

$b = D_{max} + 0,6$, en m.

$S_{tr} = H_{tr} \times b$, en m^2 .

Tab VI.3.2 calculs des sections transversaux des tranchées

Désignation	D_{max} (m)	b (m)	H_{tr} (m)	S_{tr} (m^2)
Réseau de distribution	0,4	1	1,6	1,6
Conduite allant vers le réseau	0,4	1	1,6	1,6
Conduite d'adduction	0,315	0,915	1,515	1,386

VI.3.2.2.4.2 Section du cavalier (S_c):

Elle est donnée par la relation suivante:

$$S_c = S_{tr} \times K_f \quad (\text{VI.3.4})$$

S_{tr} : section transversale de la tranchée, en m^2 .

K_f : coefficient de foisonnement du sol qui dépend de la nature du sol.

Tab VI.3.3: coefficient de foisonnement

Type de sol	K_f
Sable - limon sableux	1.08 – 1.17
Limon - argileux	1.14 – 1.28
argileux	1.25 – 1.3

Nous avons un sol limon – argileux, on prend $K_f = 1,2$.

$$S_c = S_{tr} \times K_f = S_{tr} \times 1,2, \text{ en } m^2.$$

Tab VI.3.4: calculs des sections transversaux des cavaliers

Désignation	$S_{tr} (m^2)$	K_f	$S_c (m^2)$
Réseau de distribution	1,6	1,2	1,92
Conduite allant vers le réseau	1,6	1,2	1,92
Conduite d'adduction	1,386	1,2	1,663

VI.3.2.2.4.3 Hauteur du cavalier (H_c):

$$\text{On a: } S_c = \frac{B \times H_c}{2} \quad (\text{VI.3.5})$$

Avec: B: largeur du cavalier, en m.

H_c : hauteur du cavalier, en m.

On prend pour le talus du sol du cavalier, $m_c = 1.5$

$$B = \frac{2 \times S_c}{H_c} = 2 \times m_c \times H_c \Rightarrow H_c = \sqrt{\frac{S_c}{m_c}}$$

Tab VI.3.5 calculs des hauteurs des cavaliers

Désignation	S_c (m ²)	m_c	H_c (m)
Réseau de distribution	1,92	1,5	2,88
Conduite allant vers le réseau	1,92	1,5	2,88
Conduite d'adduction	1,663	1,5	2,494

VI.3.2.2.4.4 Distance de la mise du cavalier (A):

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

$$A = \frac{b}{2} + m_{tr} \times H_{tr} + L + \frac{B}{2} \quad (\text{VI.3.6})$$

$$\frac{B}{2} = H_c \times m_c, \text{ en m.}$$

On a $m_{tr} = 0$, donc:

$$A = \frac{b}{2} + L + H_c \times m_c.$$

L: longueur de la berme, (2 – 3) m, on prend $L = 2.5\text{m}$.

Tab VI.3.6 calculs des longueurs du déplacement des terres

Désignation	$\frac{b}{2}$ (m)	L (m)	H _c (m)	m _c	A (m)
Réseau de distribution	0,5	2.5	2,88	1.5	7,32
Conduite allant vers le réseau	0,5	2.5	2,88	1.5	7,32
Conduite d'adduction	0,457	2.5	2,494	1.5	6,698

VI.3.2.2.5 Choix de l'excavateur:

Dans notre cas l'excavation sera réalisée mécaniquement avec des engins choisis suivant les exigences du chantier. On opte pour une pelle équipée en rétro en raison des aptitudes suivantes:

- creuser avec précision et rapidité les tranchées à talus verticaux.
- creuser au dessous de la surface d'appui.
- excaver dans la direction de l'engin.

Pour atteindre un rendement optimal de la pelle choisie, elle doit satisfaire les conditions suivantes:

- Rayon de déchargement maximal: $R_{dmax} \geq A$.
- Hauteur de chargement $H_{ch} \geq H_{tr}$.
- hauteur de déchargement $H_{dch} \geq H_c$.
- largeur du godet $b_g \leq b$.

Connaissant les paramètres (A, H_c, H_{tr}, et b), on peut facilement déterminer les caractéristiques de la pelle en rétro.

VI.3.2.2.5.1 Capacité du godet (q):

La capacité du godet est en fonction du volume de sol dans la tranchée (V_{tr}):

$$V_{tr} = S_{tr} \times L_{cond}$$

L_{cond} = longueur des conduites.

Tab VI.3.7: calcul du volume de sol à excaver

Désignation	S_{tr} (m ²)	L_{cond} (m)	V_{tr} (m ³)
Réseau de distribution	1,6	10589,98	16943,97
Conduite allant vers le réseau	1,6	494,2	790,72
Conduite d'adduction	1,386	3766,71	5220,66
Total	4,586	14850,89	22955,35

Le volume total de sol dans les tranchées est de: $V_{tr} = 22955,35 \text{ m}^3$.

Tab VI.3.8 capacité du godet en fonction du volume V_{tr}

Volume du sol des tranchées (m ³)	≤	≥	≥	≥
	10000	10000	20000	100000
Capacité du godet (m ³)	0.25 - 0.35	0.5 - 0.65	1 - 1.25	1.5

Puisque le volume total est supérieur 20000 m³, on choisit une pelle de capacité du godet de 1,2 m³.

VI.3.2.2.5.2 Calcul du rendement d'exploitation de la pelle:

Le rendement d'exploitation d'une pelle en rétro est déterminé par la formule suivante:

$$R_p = \frac{3600 \times q \times K_R \times K_T}{T_c \times K_F} \quad (\text{m}^3/\text{h}). \quad (\text{VI.3.7})$$

q : capacité du godet, $q = 1,2 \text{ m}^3$.

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 $K_T = (0,7 - 0,9)$, on prend $K_T = 0,8$.

T_c : la durée d'un cycle de remplissage du godet $T_c = (15 - 30) \text{ s}$, $T_c = 20 \text{ s}$.

K_F : coefficient de foisonnement du sol $K_F = 1,2$.

$$R_p = \frac{3600 \times 1,2 \times 0,8 \times 0,8}{20 \times 1,2} = 115,2 \text{ m}^3/\text{h}.$$

Si on prend une durée de travail de 8 heures par jour:

$$R_p = 921,6 \text{ m}^3/\text{j}.$$

VI.3.2.2.5.3 La durée de l'excavation de la pelle:

En connaissant le volume de la terre à excaver et le rendement de l'engin, le temps d'excavation sera calculé par la formule suivante:

$$T = \frac{V}{R_p} \quad (\text{Heures}). \quad (\text{VI.3.8})$$

V : volume du sol excavé (m^3).

$$T = \frac{22955,35}{921,6} = 24 \text{ jours et } 7 \text{ heures} = 200 \text{ heures}.$$

VI.3.2.2.6 Choix du bulldozer:

Après la pose des conduites dans les tranchées, on doit effectuer un remblaiement par un bulldozer.

Le bulldozer est une pelle niveleuse montée sur un tracteur à chenille ou à pneu. L'outil de terrassement est une lame profilée portée par deux bras articulés qu'un mécanisme hydraulique permet d'abaisser ou de lever.

Si la lame est en position basse l'engin fait des terrassements par raclage avec une profondeur de coupe de 20 à 30 cm.

En mettant la lame en position intermédiaire, on peut régaler des tas de déblais en couche d'épaisseur de 20 à 30cm également.

La position haute est une position de transport (hauteur de la lame au dessus du sol de 75cm à 1m).



Fig VI.3.1: Bulldozer

Le choix de ce bulldozer se fait en fonction de la capacité du godet de la pelle en rétro choisie, (voir le tableau Tab VII.8)

Tab VI.3.9 choix du bulldozer en fonction de la capacité du godet

Capacité du godet de la pelle (m ³)	0.30 - 65	0.75 - 1.0	1.25 - 1.5
Puissance du bulldozer (kW)	40 - 60	7- 118	140 - 150

Pour une capacité du godet de la pelle de 1,2 m³, nous prenons un bulldozer ayant les caractéristiques suivantes:

- puissance P = 150 KW.
- largeur de la lame L = (2 – 3) m, on prend L = 2 m.
- Hauteur de la lame H = (1 – 1.5) m, on prend H = 1 m.

VI.3.2.2.6.1 Calcul du rendement du bulldozer:

Le rendement d'un bulldozer se calcul selon l'expression suivante:

$$R_B = \frac{3600.K_u.K_r.q_l}{T_c.K_f}, \text{ en (m}^3\text{/h)}. \quad (\text{VI.3.9})$$

Avec:

K_u : coefficient d'utilisation de temps : $K_u = 0,7$.

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

K_r : coefficient de remplissage du godet : $K_r = 0,8$.

q_l : capacité de chargement de la lame du bulldozer.

T_c : durée du cycle de travail de bulldozer, $T_c = 20$ s.

$$q_l = \frac{L.H^2}{2.tg\beta}, \text{ en m}^3.$$

Où:

L : largeur de la lame $L = 2$ m.

H : Hauteur de la lame $H = 1$ m.

$tg\beta$: tangente de l'angle entre le prisme de terre refoulé et la surface du sol $tg\beta=1$.

$$q_l = \frac{2.1^2}{2.1} = 1 \text{ m}^3.$$

$$R_B = \frac{3600.0,7.0,8.1}{20.1,2} = 84 \text{ m}^3 / \text{h}.$$

Si on prend une durée de travail de 8 heures par jour:

$$R_B = 672 \text{ m}^3 / \text{j}.$$

VI.3.2.2.6.2 La durée du remblaiement avec le bulldozer:

La durée du remblaiement avec le bulldozer sera calculée par l'expression:

$$T = \frac{V_R}{R_B}, \text{ en (heures)}. \quad (\text{VI.3.10})$$

Avec :

V_R : volume total des remblais.

$$V_R = V_D - V_C - V_S, \text{ en m}^3.$$

V_D : volume des déblais, $V_D = 22955,35 \text{ m}^3$.

V_S : volume du sable pour le lit de pose.

V_C : volume occupé par les conduites.

$$V_S = e \times b \times L.$$

L : longueur de la conduite, en m.

b : largeur de la tranchée, en m.

e : l'épaisseur du lit de pose, $e = 0,2 \text{ m}$.

Tab VI.3.10: Calcul du volume du sable pour le lit de pose V_S

Désignation	e (m)	L (m)	b (m)	V_S (m ³)
Réseau de distribution	0,2	10589,98	1	2117,996
Conduite allant vers le réseau	0,2	494,2	1	98,84
Conduite d'adduction	0,2	3766,71	0,915	689,307

Volume total du sable $V_S = 2117,996 + 98,84 + 689,307 = 2906,143 \text{ m}^3$

$$V_C = S \times L = (\pi \times D_{\max}^2 / 4) \times L, \text{ en m}^3.$$

S : section de la conduite, en m².

D_{\max} : diamètre maximal des conduites, en m.

Tab VI.3.11: calcul du volume des conduites V_C

Désignation	D_{\max} (m)	L (m)	S (m^2)	V_C (m^3)
Réseau de distribution	0,4	10589,98	0,125	1323,747
Conduite allant vers le réseau	0,4	494,2	0,125	61,775
Conduite d'adduction	0,315	3766,71	0,078	293,80

Volume totale occupé par les conduites est $V_C = 1323,747 + 61,775 + 293,80 = 1679,322 \text{ m}^3$.

Alors le volume du remblai total sera:

$$V_R = V_D - V_C - V_S = 22955,35 - 1679,322 - 2906,143 = 18369,885 \text{ m}^3.$$

Donc:

$$T = \frac{18369,885}{672} = 28 \text{ jours.}$$

VII.3.2.3 Autres engins utilisés:

L'utilisation de gros engins mécaniques a réduit considérablement le prix et le temps des terrassements dont l'incidence, dans la construction des chantiers, se trouve ainsi sensiblement diminuée.

En outre le bulldozer calculé précédemment, on distingue également les engins suivants :

- La pelle hydraulique.
- Le chargeur.
- Le compacteur.

VII.3.2.3.1 Pelle hydraulique :

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les terrains même durs : marnes compactes, conglomérats, pour le chargement des roches débitées etc.

La pelle peut porter divers équipement qui en font un engin de travail à plusieurs fins :

- Godet normal pour travail en butée.
- Godet retro pour travail en fouille et en tranchés.
- Godet niveleur pour travail de décapage ou de nivelage.
- Benne preneuse pour terrassement en fouille ou déchargement de matériaux (sable, pierres...).
- Dragline pour travail en fouille.

Un tel engin pouvant également travailler comme grue ou recevoir un équipement spécial de sonnette pour le battage des pieux, permet donc sept emplois différents.

Dans notre nous emploierons la pelle avec un godet équipé en retro pour faire les fouilles et les tranchés.

Pour une pelle équipée en retro ou pelle fouilleuse la flèche et le bras sont simplement articulés l'un sur l'autre.



Fig VI.3.2: Pelle hydraulique

VII.3.2.3.2 Chargeur :

C'est un tracteur à pneus muni de godet de chargement et de déchargement à l'avant, on l'utilisera pour remblayer les fouilles, les casiers et la tranchée après pose de la conduite.



Fig VI.3.3: Chargeur

VII.3.2.3.3 Compacteur:

C'est un engin peu encombrant, composé de deux petits cylindres d'environ 30 cm de diamètre muni d'un guidon. Cet engin sert au compactage des remblais des surfaces étroites telles que les fouilles des semelles, les casiers entre ceintures inférieures du bâtiment et les tranchées.



Fig VI.3.4: Compacteur

VI.3.3 Calcul des volumes des travaux des réservoirs :

Les réservoirs implantés dans notre zone d'étude sont au nombre de deux, le premier avec une capacité de 1000m^3 et le deuxième avec 1500m^3 .

Pour le cas des réservoirs, la profondeur d'excavation est de 2 m ;

- Le diamètre d'excavation doit être supérieur à celui du réservoir de 2 m.
- L'épaisseur du lit du tout venant est de : 0,3 m ;
- L'épaisseur du béton de propreté est de : 0,15 m ;
- L'épaisseur du radier du réservoir est de : 0,15 m ;
- L'épaisseur du voile du réservoir est de : 0,25 m ;
- La ceinture supérieure est de section rectangulaire $0,5*0,4\text{ m}^2$;
- L'épaisseur de la coupole est de 0,1 m ;
- L'acrotère à 0,3 m de hauteur et 0,08 m d'épaisseur ;
- Les chicanes sont en brique de surface unitaire de $0,2*0,3\text{ m}^2$.

Les chambres de manœuvres des réservoirs n'auront qu'un seul mur commun avec leur réservoir respectif.

Les chambres de manœuvre auront les dimensions suivantes :

- La longueur est de 3-6 m ;
- La largeur est de 2-5 m ;
- La hauteur est de 3 m ;
- Les murs enterrés sont en béton armé de 0,2 m d'épaisseur sur une profondeur de 0,5m ;
- Les murs sur le sol sont en briques sur une hauteur de 2,5 m ;
- La dalle à 0,15 m d'épaisseur repose sur 4 poteaux est 3 ceintures ;
- Les poteaux sont de forme carrée ($0,3*0,3\text{ m}^2$) et les ceintures de forme rectangulaire ($0,3*0,45\text{ m}^2$).

a) Réservoir (RV Zone 1) de 1000 m^3 :

Le réservoir a un diamètre intérieur de 20m et une hauteur de 4m. La chambre de manœuvre a 5 m de longueur, 4m de largeur et 3m de hauteur.

a.1) Calcul du volume des déblais :

Le volume total des déblais est la somme des volumes des déblais du réservoir et de la chambre de manœuvre.

$$V_d = \left[\left(\frac{\pi * D_{exc}^2}{4} \right) + (L * l) \right] * h_{exc} \quad \text{(VI.3.11)}$$

V_d : volume total des déblais (m^3) ;

D_{exc} : diamètre d'excavation (m), $D_{exc} = D_{ext} + 2$;

D_{ext} : diamètre extérieur du radier du réservoir (m), $D_{ext} = 20,6$ m ;

L : longueur de la chambre de manœuvre (m) ;

l : largeur de la chambre de manœuvre (m) ;

h_{exc} : profondeur d'excavation (m), $h = 2$ m.

$$\text{A.N : } V_d = \left[\left(\frac{3,14 * 22,6^2}{4} \right) + (5 * 4) \right] * 2 \Rightarrow V_d = 841,89 \text{ m}^3$$

a.2) Calcul du volume du tout venant :

Le volume du tout venant sera calculé par la formule suivante :

$$V_{tv} = \frac{\pi * D_{exc}^2}{4} * e_{tv} \quad \text{(VI.3.12)}$$

V_{tv} : volume du tout venant (m^3) ;

e_{tv} : épaisseur de la couche du tout venant (m), $e_{tv} = 0,3$ m ;

$$\text{A.N : } V_{tv} = \frac{3,14 * 22,6^2}{4} * 0,3 \Rightarrow V_{tv} = 120,28 \text{ m}^3.$$

a.3) Calcul du volume du béton de propreté :

La pose du béton de propreté sera étendue de 0,6 m des parois extérieures du réservoir. Le volume du béton de propreté sera calculé par la formule suivante :

$$V_{bp} = \frac{\pi * D_{bp}^2}{4} * e_{bp} \quad \text{(VI.3.13)}$$

V_{bp} : volume du béton de propreté (m^3) ;

D_{bp} : diamètre de la couche du béton de propreté (m), $D_{bp} = D_{ext} + 1,2$

e_{bp} : épaisseur de la couche du béton de propreté (m), $e_{bp} = 0,15$ m ;

$$\text{A.N : } V_{bp} = \frac{3,14 * 21,8^2}{4} * 0,15 \Rightarrow V_{bp} = 55,96 \text{ m}^3.$$

a.4) Calcul du volume du béton armé :

Les éléments des réservoirs en béton armé sont :

- Radiers des réservoirs;
- Voiles des réservoirs ;
- Voiles de la chambre de manoeuvre
- Ceintures supérieures des réservoirs;
- Coupoles des réservoirs;
- Poteaux de la chambre de manoeuvre;
- Ceintures de la chambre de manoeuvre;
- Chape de la chambre de manoeuvre;
- Dalle de la chambre de manoeuvre;
- Maçonnerie des chicanes des réservoirs;
- Maçonnerie de la chambre de manoeuvre.

a.4.1) Eléments ayant des formes circulaires :

Les éléments du réservoir, ayant des formes circulaires, sont estimés moyennant la formule :

$$V_{ba} = \frac{\pi * (D_{ext}^2 - D_{int}^2)}{4} * H \quad \text{(VI.3.14)}$$

D_{ext} : diamètre extérieur de l'élément du réservoir (m) ;

D_{int} : diamètre intérieur de l'élément du réservoir (m) ;

H : hauteur de l'élément du réservoir (m) ;

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau VI.3.12 :

Tab VI.3.12: Calcul du volume du béton armé du réservoir RV Zone1

Eléments	D _{ext} (m)	D _{int} (m)	H (m)	V _{ba} (m ³)
Radiers	20,6	-	0,45	149,91
Voiles	20,7	20	4	89,46
Ceintures supérieures	21	20	0,5	16,09
Acrotères	21	20,64	0,3	3,53
TOTAL : 259				

a.4.2) La coupole :

La coupole est une calotte sphérique de rayon R :

$$R = \frac{f^2 + (D/2)^2}{2 * f} \quad \text{(VI.3.15)}$$

R : rayon de la coupole (m) ;

D : diamètre du réservoir (m), D = 20 m ;

f : flèche de la coupole (m), f = 1,5 m ;

Et de volume :

$$V_c = 2 * \pi * R * f * e_c$$

V_c : volume du béton armé de la coupole (m³) ;

e_c : épaisseur de la coupole (m), e_c = 0,1 m.

$$\text{A.N : } R = \frac{1,5^2 + (20/2)^2}{2 * 1,5} \Rightarrow \mathbf{R = 34,08 \text{ m}}$$

$$\text{Ainsi : } V_c = 2 * 3,14 * 34,08 * 1,5 * 0,1 \Rightarrow \mathbf{V_c = 32,10 \text{ m}^3}$$

Le volume total du béton armé du réservoir est tel que $259 + 32,10$ soit **291,1 m³**.

a.4.3) La chambre de manœuvre:

Les résultats de calcul du volume du béton armé de la chambre de manœuvre sont récapitulés dans le tableau VI.3.13 :

Tab VI.3.13: Calcul du volume du béton armé de la chambre de manœuvre.

Eléments	longueur L (m)	largeur l (m)	hauteur h (m)	Nombre	V =L*l*h (m ³)
Chape inférieure	5	4	0,07	1	1,4
Voiles	5	0,2	0,5	3	1,5
Poteaux	0,3	0,3	3	4	1,08
Ceintures inf. long.	5	0,3	0,3	3	1,35
Ceintures inf. larg.	4	0,3	0,3	3	1,08
Ceintures sup.long.	5	0,3	0,3	3	1,35
Ceintures sup.larg.	4	0,3	0,45	3	1,62
Dalle supérieure	5	4	0,07	1	1,4
TOTAL : 10,78					

Le volume total du béton armé de la chambre de manœuvre sera de 10,78 m³.

Remarque :

Le volume total du béton armé du réservoir et de la chambre de manœuvre sera de 301,88m³.

a.5) Calcul du volume du remblai compacté :

Le volume du remblai compacté est égal au vide restant, après coulage du béton armé des voiles, entre ces derniers et les limites d'excavation.

$$V_r = \frac{\pi * (D_{exc}^2 - D_{ext}^2)}{4} * h \quad (\text{VI.3.16})$$

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

D_{ext} : diamètre extérieur du réservoir (m), $D_{ext} = 20,6$ m ;

h : profondeur d'excavation (m), $h = 2$ m ;

$$\text{A.N : } V_r = \frac{3,14 * (22,6^2 - 20,6^2)}{4} * 2 \Rightarrow V_r = 135,65 \text{ m}^3$$

a.6) Calcul du volume de la maçonnerie :

Pour les réservoirs seules les chicanes et les murs sur sol de la chambre de manœuvre seront construits avec des briques de dimensions $30*20 \text{ cm}*\text{cm}$.

Les chicanes ont une longueur totale d'environ 40 m et une hauteur de 3,6 m. La surface de la maçonnerie totale étant de : $40*3,6$ soit : **144 m^2** .

La surface de la maçonnerie de la chambre de manœuvre est telle que $[(5*2) + 4]*2,5$ soit **35 m^2**

La surface totale de la maçonnerie du réservoir et de la chambre de manœuvre est telle que $144+35$ soit **179 m^2**

La surface unitaire (surface d'une brique) étant de $0,06\text{m}^2$ ($0,30*0,20$), la quantité de brique pour la maçonnerie est de 2984 briques, le nombre de briques à prévoir en tenant compte de la casse est de **3000 briques**.

Le tableau Tab VI.3.14 dans la page suivante représente les volumes des travaux du réservoir RV Zone 1.

Tab VI.3.14: Volumes de travaux du réservoir RV Zone 1

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Déblais	m ³	841,89
2	Remblais compacté	m ³	135,65
3	Tout venant	m ³	120,28
4	Béton de propreté	m ³	55,96
5	Béton armé du radier des réservoirs	m ³	149,91
6	Béton armé des voiles des réservoirs	m ³	89,46
7	Béton armé des ceintures supérieures des réservoirs	m ³	16,09
8	Béton armé de la coupole	m ³	32,60
9	Béton armé de dalle de la chambre de manoeuvre	m ³	1,4
10	Béton armé des poteaux	m ³	1,08
11	Béton armé des ceintures de la chambre de manoeuvre	m ³	5,4
12	Béton armé des voiles de la chambre de manoeuvre	m ³	1,5
13	Béton légèrement armé de la chape de la chambre de manoeuvre	m ³	1,4
14	Béton légèrement armé de l'acrotère	m ³	3,53
15	Maçonnerie (briquetage)	u	3000

b) Réservoir (RV Zone 2) de 1500 m³ :

Le réservoir a un diamètre intérieur de 20m et une hauteur de 5m. La chambre de manœuvre a 5m de longueur, 4m de largeur et 3m de hauteur.

b.1) Calcul du volume des déblais :

Le volume total des déblais est la somme des volumes des déblais du réservoir et de la chambre de manœuvre.

$$V_d = \left[\left(\frac{\pi * D_{exc}^2}{4} \right) + (L * l) \right] * h_{exc}$$

V_d : volume total des déblais (m³) ;

D_{exc} : diamètre d'excavation (m), $D_{exc} = D_{ext} + 2$;

D_{ext} : diamètre extérieur du radier du réservoir (m), $D_{ext} = 20,6$ m ;

L : longueur de la chambre de manœuvre (m) ;

l : largeur de la chambre de manœuvre (m) ;

h_{exc} : profondeur d'excavation (m), $h = 2$ m.

$$\text{A.N : } V_d = \left[\left(\frac{3,14 * 22,6^2}{4} \right) + (5 * 4) \right] * 2 \Rightarrow V_d = 841,89 \text{ m}^3$$

b.2) Calcul du volume du tout venant :

Le volume du tout venant sera calculé par la formule suivante :

$$V_{tv} = \frac{\pi * D_{exc}^2}{4} * e_{tv}$$

V_{tv} : volume du tout venant (m³) ;

e_{tv} : épaisseur de la couche du tout venant (m), $e_{tv} = 0,3$ m ;

$$\text{A.N : } V_{tv} = \frac{3,14 * 22,6^2}{4} * 0,3 \Rightarrow V_{tv} = 120,28 \text{ m}^3.$$

b.3) Calcul du volume de béton de propreté :

La pose du béton de propreté sera étendue de 0,6 m des parois extérieures du réservoir. Le volume du béton de propreté sera calculé par la formule suivante :

$$V_{bp} = \frac{\pi * D_{bp}^2}{4} * e_{bp}$$

V_{bp} : volume du béton de propreté (m³) ;

D_{bp} : diamètre de la couche du béton de propreté (m), $D_{bp} = D_{ext} + 1,2$

e_{bp} : épaisseur de la couche du béton de propreté (m), $e_{bp} = 0,15$ m ;

$$\text{A.N : } V_{bp} = \frac{3,14 * 21,8^2}{4} * 0,15 \Rightarrow V_{bp} = 55,96 \text{ m}^3.$$

b.4) Calcul du volume du béton armé :**b.4.1) Eléments ayant des formes circulaires :**

Les éléments du réservoir, ayant des formes circulaires, sont estimés moyennant la formule :

$$V_{ba} = \frac{\pi * (D_{ext}^2 - D_{int}^2)}{4} * H$$

D_{ext} : diamètre extérieur de l'élément du réservoir (m) ;

D_{int} : diamètre intérieur de l'élément du réservoir (m) ;

H : hauteur de l'élément du réservoir (m) ;

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau VI.3.15 :

Tab VI.3.15: Calcul du volume du béton armé du réservoir RV Zone 2

Eléments	D_{ext} (m)	D_{int} (m)	H (m)	V_{ba} (m³)
Radiers	20,6	-	0,45	149,91
Voiles	20,7	20	5	111,82
Ceintures supérieures	21	20	0,5	16,09
Acrotères	21	20,64	0,3	3,53
TOTAL :				281,35

b.4.2) Coupoles :

La coupole est une calotte sphérique de rayon R :

$$R = \frac{f^2 + (D/2)^2}{2 * f}$$

R : rayon de la coupole (m) ;

D : diamètre du réservoir (m), D = 20 m ;

f : flèche de la coupole (m), f = 1,5 m ;

Et de volume :

$$V_c = 2 * \pi * R * f * e_c$$

V_c : volume du béton armé de la coupole (m³) ;

e_c : épaisseur de la coupole (m), e_c = 0,1 m.

$$\text{A.N : } R = \frac{1,5^2 + (20/2)^2}{2 * 1,5} \Rightarrow \mathbf{R = 34,08 \text{ m}}$$

$$\text{Ainsi : } V_c = 2 * 3,14 * 34,08 * 1,5 * 0,1 \Rightarrow \mathbf{V_c = 32,10 \text{ m}^3}$$

Le volume total du béton armé du réservoir est tel que 281,35 + 32,10 soit **313,45 m³**.

b.4.3) La chambre de manœuvre :

Les résultats de calcul du volume du béton armé de la chambre de manœuvre sont récapitulés dans le tableau VI.3.16 :

Tab VI.3.16: Calcul du volume du béton armé de la chambre de manœuvre.

Eléments	longueur L (m)	largeur l (m)	hauteur h (m)	Nombre	V =L*l*h (m ³)
Chape inférieure	5	4	0,07	1	1,4
Voiles	5	0,2	0,5	3	1,5
Poteaux	0,3	0,3	3	4	1,08
Ceintures inf. long.	5	0,3	0,3	3	1,35
Ceintures inf. larg.	4	0,3	0,3	3	1,08
Ceintures sup.long.	5	0,3	0,3	3	1,35
Ceintures sup.larg.	4	0,3	0,45	3	1,62
Dalle supérieure	5	4	0,07	1	1,4
TOTAL : 10,78					

Le volume total du béton armé de la chambre de manœuvre sera de 10,78 m³.

Remarque :

Le volume total du béton armé du réservoir et de la chambre de manœuvre sera de 324,23m³.

b.5) Calcul du volume du remblai compacté :

Le volume du remblai compacté est égal au vide restant, après coulage du béton armé des voiles, entre ces derniers et les limites d'excavation.

$$V_r = \frac{\pi * (D_{exc}^2 - D_{ext}^2)}{4} * h$$

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

D_{ext} : diamètre extérieur du réservoir (m), $D_{ext} = 20,6$ m ;

h : profondeur d'excavation (m), $h = 2$ m ;

$$\text{A.N : } V_r = \frac{3,14 * (22,6^2 - 20,6^2)}{4} * 2 \Rightarrow V_r = 135,65 \text{ m}^3$$

b.6) Calcul du volume de la maçonnerie :

Pour les réservoirs seules les chicanes et les murs sur sol de la chambre de manœuvre seront construits avec des briques de dimensions 30*20 cm*cm.

Les chicanes ont une longueur totale d'environ 40 m et une hauteur de 3,6 m. La surface de la maçonnerie totale étant de : 40*3,6 soit : **144 m²**.

La surface de la maçonnerie de la chambre de manœuvre est telle que [(5*2) +4]*2,5 soit **35 m²**

La surface totale de la maçonnerie du réservoir et de la chambre de manœuvre est telle que 144+35 soit **179 m²**

La surface unitaire (surface d'une brique) étant de 0,06m² (0,30*0,20), la quantité de brique pour la maçonnerie est de 2984 briques, le nombre de briques à prévoir en tenant compte de la casse est de **3000 briques**.

Tab VI.3.17: Volumes de travaux du réservoir RV Zone 2

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Déblais	m ³	841,89
2	Remblais compacté	m ³	135,65
3	Tout venant	m ³	120,28
4	Béton de propreté	m ³	55,96
5	Béton armé du radier des réservoirs	m ³	149,91
6	Béton armé des voiles des réservoirs	m ³	111,82
7	Béton armé des ceintures supérieures des réservoirs	m ³	16,09
8	Béton armé de la coupole	m ³	32,60
9	Béton armé de dalle de la chambre de manoeuvre	m ³	1,4
10	Béton armé des poteaux	m ³	1,08
11	Béton armé des ceintures de la chambre de manoeuvre	m ³	5,4
12	Béton armé des voiles de la chambre de manoeuvre	m ³	1,5
13	Béton légèrement armé de la chape de la chambre de manoeuvre	m ³	1,4
14	Béton légèrement armé de l'acrotère	m ³	3,53
15	Maçonnerie (briquetage)	u	3000

VI.3.4 Conclusion:

Le volet organisation de chantier est une partie nécessaire à traiter avant le commencement des travaux car elle nous définit :

Les volumes des travaux nécessaires pour élaborer le chantier et les engins à utiliser qui sont principalement le bulldozer, la pelle hydraulique et le compacteur.

VI.4 Partie 4: Planification et calcul du devis :

VI.4.1 Introduction :

Une fois les quantités des matériels et matériaux déterminés de même que l'acquisition des outils de base permettant de réaliser le projet, il va de soit d'effectuer l'étude de planification qui est une phase très importante en amont de chaque réalisation de projet.

La planification est un processus qui fixe, pour une entreprise de réalisation après étude, les objectifs à atteindre, les moyens nécessaires, les étapes de réalisation et les différentes méthodes du suivi de celle-ci. En d'autres termes, la planification à pour objectif de programmer et coordonner des actions liées à un projet.

L'objectif de la planification est de s'assurer que tout le travail soit fait :

- dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau)
- sans retard
- aussi économique que possible

VI.4.2 Partie théorique :

VI.4.2.1 Historique :

Henri Fayol, ancien directeur général d'une entreprise sidérurgique et ancien consultant présente le management qu'il appelle "fonction administrative" comme une fonction transversale regroupant cinq grandes tâches; les fonctions techniques, commerciales, financières, sécurité et comptables.

L'ouvrage de Fayol est par ailleurs le premier à présenter les notions fondamentales du management dont la première fonction qui est la planification - la "prévoyance", comme l'appelait celui-ci - qui consiste à fixer des objectifs et à déterminer les actions permettant de les réaliser.

VI.4.2.2 Notions importantes :

VI.4.2.2.1 Gestion des projets :

Qu'est-ce qu'un projet ?

Un projet, est un ensemble d'activités qui permettent d'atteindre un objectif. Cet objectif doit être clairement exprimé, et doit présenter des caractéristiques qui lui sont propres. Un projet a un début, une fin et un objectif mesurable, cet objectif doit être précis et spécifique.

Un projet est aussi composé d'activités, qui sont accomplies dans un certain ordre, soit les unes à la suite des autres, soit au même moment. Le temps nécessaire pour l'accomplissement d'une activité est appelé durée. Pour l'accomplissement d'une activité, on aura besoin de ressources, qui peuvent être soit du personnel, soit des équipements, soit des matériaux.

Qu'est-ce qu'une gestion de projet ?

La gestion des projets peut être définie comme étant l'ensemble des outils de gestion qui doivent être mis à la disposition du groupe de projet pour le conduire en termes de :

- Performances techniques
- Contrôle des coûts
- Qualité
- Maîtrise des délais

Pourquoi de la gestion de projet ?

Les projets n'atteignent pas souvent leurs objectifs, on se retrouve donc face à ce qui suit :

- dépassement de délais
- surcoûts importants
- qualité technique du produit insuffisante

La planification permettra de palier à ces ambiguïtés en calculant la durée du projet et les différentes marges des activités.

VI.4.2.2.2 technique (PERT) :

La méthode du réseau à chemin critique ou méthode PERT (program evaluation review technic) est une méthode où les nœuds et les flèches représentent des tâches et ils sont parcourus par un flux qui est le temps, et le sommet (nœuds ou flèches) représente une étape ou un événement). Cette méthode a été élaborée en 1958 par les Américains.

Cette technique consiste à :

- Etablir les liens logiques entre activités
- Estimer le temps de réalisation de chacune d'elles
- Calculer les dates au plus-tôt et au plus tard
- Déduire les marges, et le chemin critique
- Elaborer un scénario qui permet d'atteindre les objectifs en modifiant la durée des tâches ou en modifiant la logique d'enchaînement des tâches.

VI.4.2.2.3 Types de liens :

- Fin à début (FD) la fin d'une action précède immédiatement le début de la suivante lien par défaut
- Début à début (DD) une tâche peut débuter dès que l'autre a débuté
- Fin à fin (FF) la fin d'une tâche autorise la fin de l'autre
- Début à fin (DF) le début d'une tâche autorise la fin de l'autre

VI.4.2.2.4 Marge totale :

Marge totale d'une tâche (Total Float) = $LF - EF$ (ou $LS - ES$)

LF (Late Finish) : fin possible au plus tard

EF (Early Finish) : fin possible au plus tôt

LS (Late Start) : début possible au plus tard

ES (Early Start) : début possible au plus tôt

Chemin critique : tâches sans marge ($LF=EF$ ou $LS=ES$)

VI.4.2.2.5 Diagramme de GANTT:

Le diagramme de Gantt (Harmonogram Adamięckiego): est un outil utilisé (souvent en complément d'un réseau PERT) en ordonnancement et en gestion de projet et permettant de visualiser dans le temps les diverses tâches composant un projet. Il s'agit d'une représentation d'un graphe connexe et orienté, qui permet de représenter graphiquement l'avancement du projet. Le diagramme permet :

- De déterminer les dates de réalisation d'un projet,
- D'identifier les marges existantes sur certaines tâches,
- De visualiser d'un seul coup d'œil le retard ou l'avancement des travaux

Construction du diagramme.

Le diagramme de GANTT permet de visualiser facilement, et par n'importe quel personne, le déroulement du projet, ainsi que de prévoir suffisamment à l'avance.

Les actions à penser ou à faire comme la commande de matériel qui prend parfois beaucoup de temps.

On pourra aussi gérer plus facilement les conflits de ressources et les éventuels retard en visualisant l'impact de ceux-ci sur le déroulement du projet. En outre, le diagramme de GANTT est un bon outil de communication avec les différents acteurs du projet.

VI.4.2.2.6 Mesure de l'avancement :

- Ce qui est prévu
- Ce qui est fait
- Ce qui reste à faire
- Ce qui est ré-estimé

La mesure de l'avancement nous permettra:

- De prendre en compte la valeur observé de la productivité
- ré-estimation budgétaire
- Mettre en évidence et expliquer : – l'écart
 - la dérive
 - les prédispositions

a) Saisie : Quand la réflexion sur la préparation du projet est pratiquement terminée, on peut saisir les données à l'aide d'un logiciel de gestion de projet comme suit :

Entrer successivement:

- la WBS (se limiter à 3 ou 4 niveaux)
- la liste des taches:
 - Intitulé
 - Codage
 - Durée et contraintes temporelles éventuelles
 - Ressources associées (type et charge)
 - L'enchaînement des taches
 - Les planning :PERT, GANTT

b) La courbe en S belt shape :

La courbe en S est un outil de gestion de projet et surtout de suivi de projet. L'idée est de représenter graphiquement l'état d'avancement du projet.

On parle de courbe en forme de S car de manière générale, le projet suit cette forme de S avec un démarrage progressif, suivi d'une accélération, puis enfin d'un ralentissement lorsque le projet touche à son terme.

On trace cette courbe en phase d'avant-projet. On obtient alors une courbe prévisionnelle d'avancement du projet à laquelle on peut se référer au fur et à mesure de l'avancement du projet pour identifier les éventuels retards pris et donc maîtriser les éventuelles dérives.

Plus la deuxième courbe qui représente l'avancement réel du projet se trouve décalée vers la droite plus le projet a pris du retard.

On peut également introduire sur le même graphique la notion de suivi des dépenses. La courbe en S permet alors de suivre les coûts d'un projet à chaque étape et de contrôler les éventuelles dérives à un instant t.

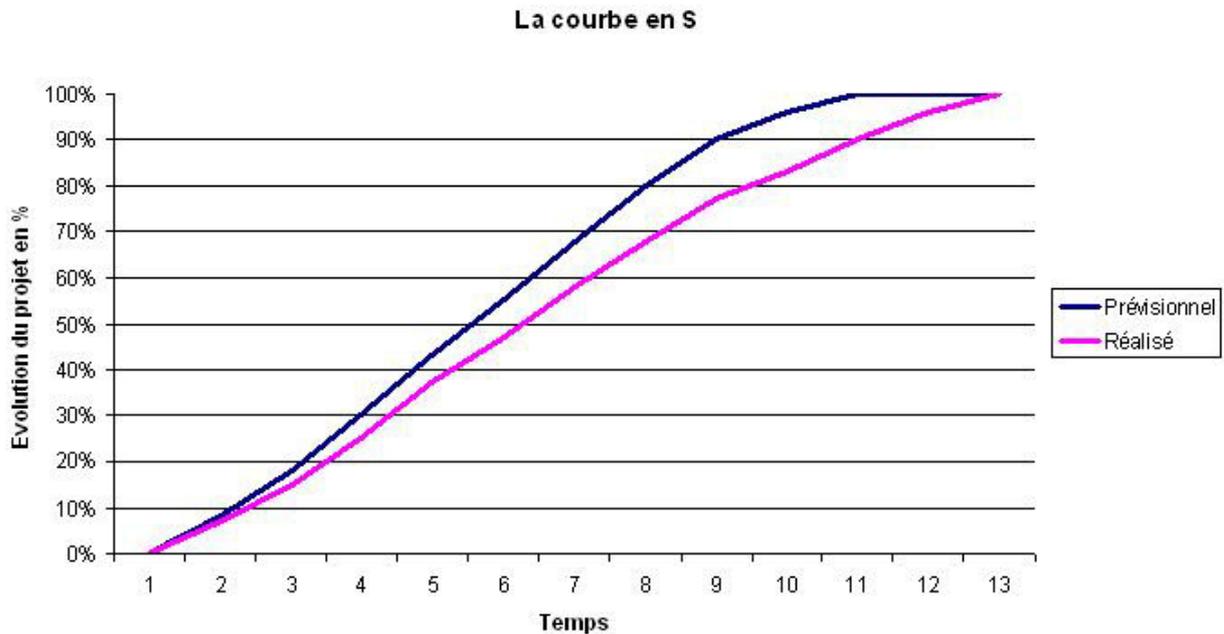


Fig VI.4.1: Courbe en S d'un projet

VI.4.2.2.7 Logiciels de gestion des projets :

Oracle Primavera



Primavera est un groupware édité par l'entreprise américaine Oracle Corporation créée en 1977 par Larry Ellison.

Primavera est un logiciel de gestion de projets qui permet de simuler, gérer, et communiquer facilement des projets. Il permet également de suivre les coûts de ces derniers.

Les premières versions du logiciel de gestion de projet datent des années 1980 et furent éditées par la société Primavera Inc. D'abord outil de planification et de gestion de projet Primavera P3 (Primavera Project Planner). Plusieurs versions sont apparues depuis à savoir P5 et P6. En fin 2010, Oracle lance officiellement la toute dernière version nommée P6 R8.

Primavera est toutefois concurrencée par d'autres logiciels de gestion de projet tel que OPX2 et Microsoft Project Server.

VI.4.3 Elaboration du Planning d'exécution des travaux :

Les travaux de réalisation des réservoirs ainsi que ceux de l'adduction et de la distribution se feront en parallèle par deux entreprises de réalisation différentes et débuterons au même temps à savoir, par défaut, Dimanche 25 Aout 2019 (Date de création du projet dans Primavera).

VI.4.3.1 Elaboration du planning pour les réservoirs :

Les tâches concernant la réalisation d'un réservoir et leurs durées sont mentionnées dans le tableau Tab VI.4.1.

Tableau VI.4.1: Temps de réalisation des opérations du réservoir.

Notation	Opération	Durée (jour)
A	Excavation	6
B	Pose du tout venant	2
C	Coulage du béton de propreté.	1
D	Coulage du béton armé du radier et de la chape de la chambre de manœuvre.	60
E	Coulage béton armé du voile du réservoir et de la chambre	60
F	Coulage du béton armé de la ceinture supérieure du réservoir et des poteaux de la chambre de manœuvre	25
G	Coulage du béton armé de la coupole et de la dalle de la chambre de manœuvre	60
H	Remblayage et compactage.	2
I	Maçonnerie et finition générale.	30
J	Evacuation des débris et nettoyage	2

Le tableau tab VI.4.2 représente les successeurs et les prédécesseurs de chaque tache.

Tab VI.4.2: Taches qui précèdent et qui succèdent chaque opération

opérations	Précède	succède
A	---	B
B	A	C
C	B	D
D	C	E
E	D	F
F	E	G,H
G	F	I
H	F	I
I	G,H	J
J	I	---

Pour le calcul de la durée du projet de réalisation des réservoirs, on utilisera le logiciel Oracle Primavera P6. Les étapes de création du projet sur Primavera sont les suivantes :

- 1) Fermer les projets en cours.
- 2) Créer une EPS (entreprise Project structure).
- 3) Ouvrir un nouveau projet avec l'EPS créer et sélectionner le mode d'accès exclusif
- 4) Nommer le projet et l'ID (Dans notre cas: ID=RVS et nom= Réservoirs).
- 5) Sélectionner un calendrier prédéfini ou créer un nouveau et introduire la date de début du projet. (Le calendrier sélectionné ou crée doit contenir les jours de week-end Vendredi et Samedi, Primavera les comptabilisera comme jours de repos pour les travailleurs).
- 6) Sélectionner le manager responsable "qui est dans notre cas l'entreprise".
- 7) Introduire les tâches et leurs durées ainsi que les successeurs et le prédécesseurs.
- 8) Définir le lien finish start FS.
- 9) consigner dans un fichier et cliquer sur planning pour permettre au système de calculer le planning du projet.
- 10) De préférence choisir l'intervalle de temps année mois pour les grands projets.
- 11) Visualiser le journal qui à été consigné dans le fichier lors de l'étape n°9.

Le journal en question sera un fichier texte (bloc note) qui contiendra les statistiques du projet et les éventuels anomalies liées aux tâches ou liaisons. Dans notre cas, voici les statistiques du projet :

➤ Projets.....	1
➤ Tâches.....	10
➤ Non débutée.....	10
➤ En cours.....	0
➤ Terminé.....	0
➤ Liens.....	10
➤ Tâches avec contrainte.....	0

Nous aurons 9 tâches critiques

➤ Tâches critiques.....	9
-------------------------	---

Projet: RVS Tâche: 01 A

Projet: RVS Tâche: 02 B

Projet: RVS Tâche: 03 C

Projet: RVS Tâche: 04 D

Projet: RVS Tâche: 05 E

Projet: RVS Tâche: 06 F

Projet: RVS Tâche: 07 G

Projet: RVS Tâche: 09 I

Projet: RVS Tâche: 10 J

Le tableau des tâches ainsi que les diagrammes de Gantt et Pert sont représentés respectivement dans les figures VI.4.2, VI.4.3 et VI.4.5 où vont figurer les dates de commencement et de finitions au plutôt, les dates de commencement et de finitions au plus tard, les marges totales ainsi que la durée relative à chaque tâche et celle du projet total.

ID tâche	Nom de la tâche	Initial Durée	Durée réelle	Durée restante	%ancement	Début	Fin	Marge totale
Réservoir		245	0	245		25-aoû-19	30-jul-20	0
01	A	5	0	5	0%	25-aoû-19	29-aoû-19	0
02	B	2	0	2	0%	01-sep-19	02-sep-19	0
03	C	1	0	1	0%	03-sep-19	03-sep-19	0
04	D	60	0	60	0%	04-sep-19	26-nov-19	0
05	E	60	0	60	0%	27-nov-19	18-fév-20	0
06	F	25	0	25	0%	19-fév-20	24-mar-20	0
07	G	60	0	60	0%	25-mar-20	16-jui-20	0
08	H	2	0	2	0%	25-mar-20	26-mar-20	58
09	I	30	0	30	0%	17-jui-20	28-jul-20	0
10	J	2	0	2	0%	29-jul-20	30-jul-20	0

Fig VI.4.2: Tableau des tâches (réservoir)

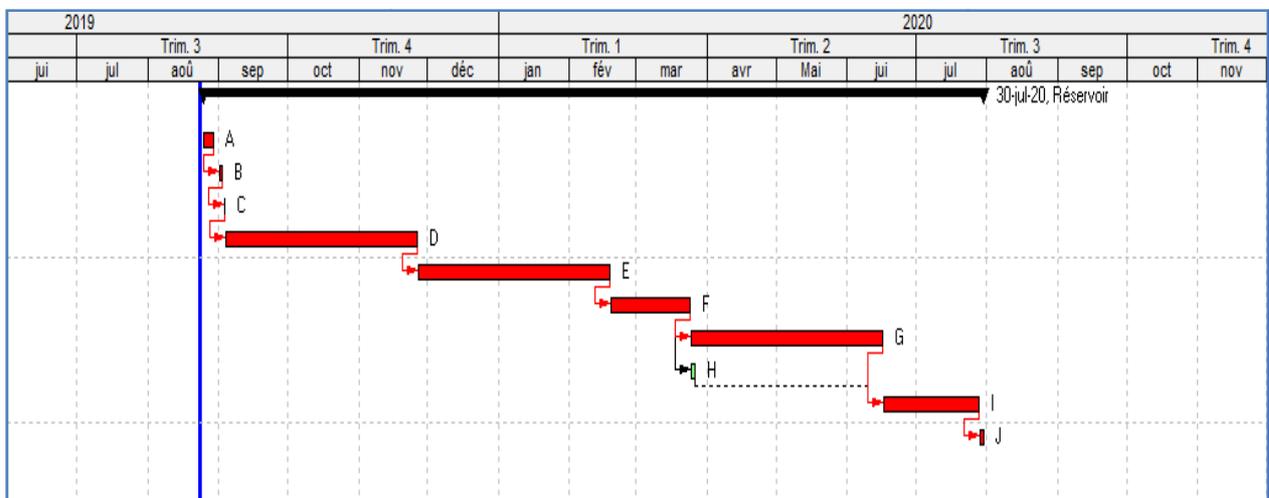


Fig VI.4.3: Diagramme de Gantt (réservoir)

Les taches représentés en rouges sont les taches critiques, et les flèches en rouges représentent le chemin critique.

La grille de calcul pour le réseau Pert est modélisée dans la boîte du diagramme comme illustré par la figure Fig VI.4.4 dans la page suivante.

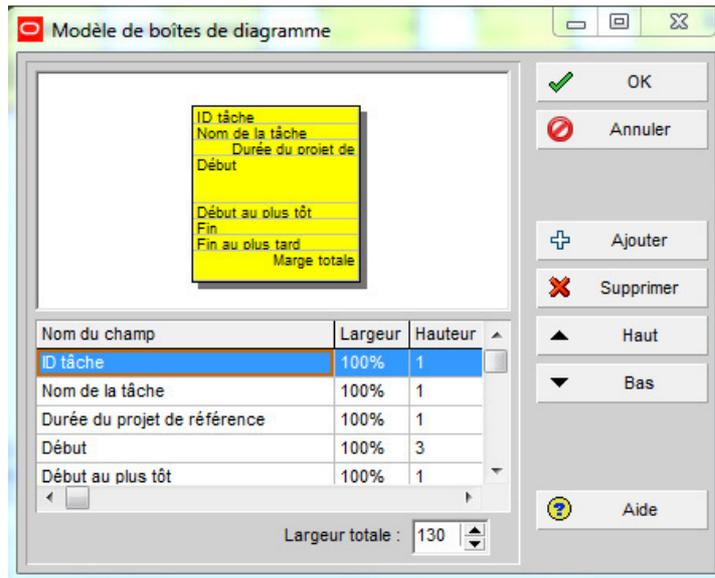


Fig VI.4.4: Modèle de boîte du diagramme de Pert



Fig VI.4.5: Diagramme de Pert (réservoir)

Remarque :

D'après les résultats obtenus par Primavera, on note ce qui suit :

- La durée total du projet est de 245 jours soit environ 8 mois.
- Le coulage du béton armé de la coupole et de la dalle de la chambre de manœuvre et le remblayage et compactage auront le même début mais le remblayage sera achevé au plus tôt 58 jours avant la fin du coulage du béton armé comme illustré dans le diagramme de Gantt.
- Le début du projet a eu lieu par défaut le Dimanche 25 Aout 2019 et selon le planning prévisionnel, les travaux s'achèveront le Jeudi 30 Juillet 2020.
- Le taux d'avancement physique sera observé au fur et à mesure de l'avancement du projet et les retards d'exécution seront déterminés à partir de la des courbes S prévisionnelles et réalisés Belt Shape.

VI.4.3.2 Elaboration du planning des travaux de la pose des conduites :

Les tâches concernant les travaux des conduites d'adduction et de distribution et leurs durés sont représentés dans le tableau suivant:

Tableau VI.4.3: temps de réalisation des opérations de réalisation des conduites.

Notation	Opération	Durée (jour)
A	Décapage de la couche de terre végétale	35
B	Piquetage	15
C	Exécution des tranchées et des fouilles pour les vannes	87
D	Aménagement du lit de pose.	60
E	La mise en place des canalisations en tranchée	85
F	Assemblage des tuyaux	75
G	Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et joints	30
H	Remblai des tranchées.	40
I	Travaux de finition.	35

Tableau VI.4.4: Taches qui précèdent et qui succèdent chaque opération

opérations	Précède	succède
A	---	B
B	A	C
C	B	D,E,F,G
D	C	H
E	C	H
F	C	H
G	C	H
H	D,E,F,G	I
I	H	---

Dans notre cas, voici les statistiques du projet :

- Projets.....1
- Tâches.....9
- Non débutée.....9
- En cours.....0
- Terminé.....0
- Liens.....11
- Tâches avec contrainte.....0

Nous aurons 6 tâches critiques

Projet: RVS Tâche: 01 A

Projet: RVS Tâche: 02 B

Projet: RVS Tâche: 03 C

Projet: RVS Tâche: 05 E

Projet: RVS Tâche: 08 H

Projet: RVS Tâche: 09 I

Le tableau des tâches ainsi que les diagrammes de Gantt et Pert sont représentés respectivement dans les figures VI.4.6, VI.4.7 et VI.4.8 où vont figurer les dates de commencement et de finitions au plutôt, les dates de commencement et de finitions au plus tard, les marges totales ainsi que la durée relative à chaque tâche et celle du projet total.

ID tâche	Nom de la tâche	Initial	Durée	Durée	Durée	%	Début	Fin	Marge
						ancement			totale
 Réservoir		297	0	297			25-aoû-19	12-oct-20	0
 01	A	35	0	35	0%		25-aoû-19	10-oct-19	0
 02	B	15	0	15	0%		13-oct-19	31-oct-19	0
 03	C	87	0	87	0%		03-nov-19	02-mar-20	0
 04	D	60	0	60	0%		03-mar-20	25-Mai-20	25
 05	E	85	0	85	0%		03-mar-20	29-jui-20	0
 06	F	75	0	75	0%		03-mar-20	15-jui-20	10
 07	G	30	0	30	0%		03-mar-20	13-avr-20	55
 08	H	40	0	40	0%		30-jui-20	24-aoû-20	0
 09	I	35	0	35	0%		25-aoû-20	12-oct-20	0

Fig VI.4.6: Tableau des tâches (conduites)

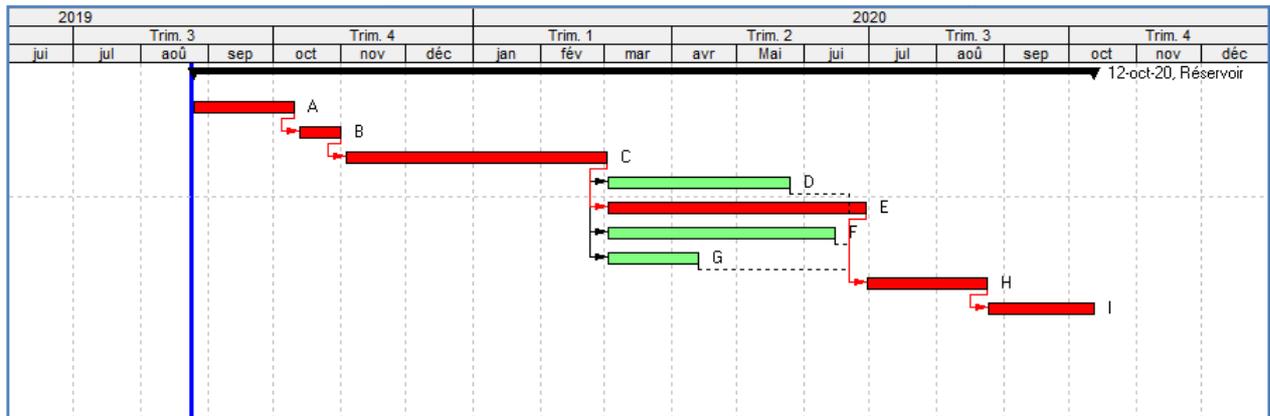


Fig VI.4.7: Diagramme de Gantt (conduites)

Les taches représentés en rouges sont les taches critiques, et les flèches en rouges représentent le chemin critique.

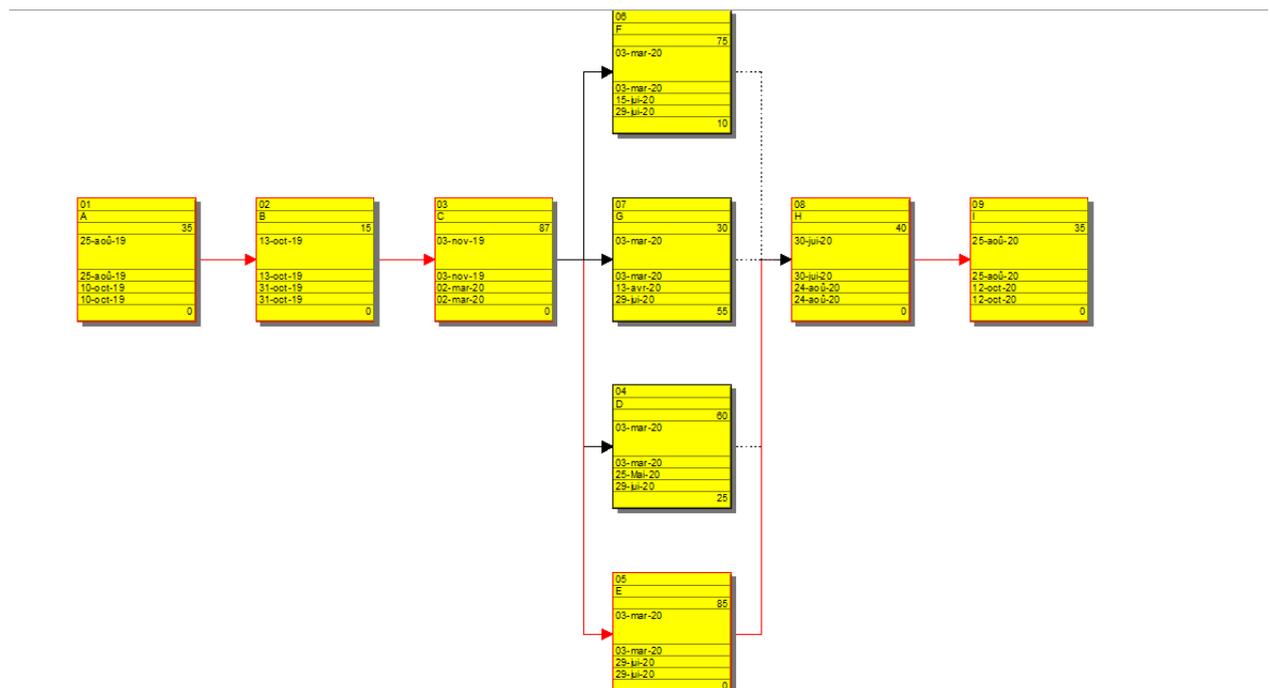


Fig VI.4.8: Diagramme de Pert (conduites)

Remarque :

D'après les résultats obtenus par Primavera, on note ce qui suit :

- La durée total du projet est de 297 jours soit environ 10 mois.
- Les taches D,E,F et G peuvent avoir le même début cependant, une fin au plus tôt différente.
- Le début du projet a eu lieu par défaut le Dimanche 25 Aout 2019 et selon le planning prévisionnel, les travaux s'achèverons le Lundi 12 Octobre 2020 soit approximativement 2 mois et demi après l'achèvement des travaux des réservoirs.
- Le taux d'avancement physique sera observé au fur et à mesure de l'avancement du projet et les retards d'exécution seront déterminés à partir de la des courbes S prévisionnelles et réalisés Belt Shape.

VI.4.4 Calcul du devis quantitatif du projet :

Le devis quantitatif est la détermination des quantités élémentaires des divers corps d'état d'un projet avant la réalisation à travers un avant métré. On affectera par la suite les prix unitaires à chaque quantité calculée. En effectuant la sommation et on obtiendra un cout pour les matériaux relatifs au projet.

Tout d'abord, on calculera les coûts des travaux des deux réservoirs projetés; le réservoir RV Zone 1 et le réservoir RV Zone 2. Par la suite, nous déterminerons le coût global des travaux de réalisation des conduites de distribution ainsi que celui des adductions.

VI.4.4.1 Coût des travaux des réservoirs :

VI.4.4.1.1 Coût des travaux du réservoir RV Zone 1:

Les calculs des coûts des travaux de réalisation du réservoir RV Zone 1 sont représentés dans le tableau suivant :

Tab VI.4.5: Coût des travaux du réservoir RV Zone 1 1000m³.

N°	Description des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant
				DA	DA
1	Déblais	m ³	841,89	300	252 567,00
2	Tout venant	m ³	120,28	600	72 168,00
3	Béton de propriété	m ³	55,96	8000	447 680,00
4	Béton armé	m ³	301,88	35000	10 565 800,00
5	Béton légèrement armé	m ³	4,93	19000	93 670,00
6	Remblais compacté	m ³	135,65	400	54 260,00
7	Maçonnerie	u	3000	40	120 000,00
				Montant	11 606 145,00

Le coût des travaux du réservoir de RV Zone 1 est de : **11 606 145,00 DA.**

VI.4.4.1.2 Coût des travaux du réservoir RV Zone 2:

Les calculs des coûts des travaux de réalisation du réservoir RV Zone 2 sont représentés dans le tableau suivant :

Tab VI.4.6: Coût des travaux du réservoir RV Zone 2 1500m³.

N°	Description des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant
				DA	DA
1	Déblais	m ³	841,89	300	252 567,00
2	Tout venant	m ³	120,28	600	72 168,00
3	Béton de propriété	m ³	55,96	8000	447 680,00
4	Béton armé	m ³	324,23	35000	11 348 050,00
5	Béton légèrement armé	m ³	4,93	19000	93 670,00
6	Remblais compacté	m ³	135,65	400	54 260,00
7	Maçonnerie	u	3000	40	120 000,00
				Montant	12 388 395,00

Le coût des travaux du réservoir de RV Zone 2 est de : **12 388 395,00 DA.**

Remarque:

On note que le devis quantitatif des deux réservoirs RV Zone 1 et RV Zone 2 est égale à **23.994.540,00 DA.**

VI.4.4.2 Coût des travaux des conduites :**VI.4.4.2.1 Volume des travaux des conduites :**

Pour le calcul du cout des travaux des conduites, on prendra en compte les travaux de réalisation suivants:

- Travaux d'excavation des tranchées.
- Pose du lit de sable.
- Pose des conduites.
- Remblaiement des tranchées.

VI.4.4.2.1.1 Calcul du volume des déblais à excaver (V_d) :

Les volumes du sol à excaver pour chaque type de diamètre seront :

$$V_d = B \times H \times L, \text{ en m}^3.$$

Avec:

V_d : Volume de déblais à excaver, en m^3 .

B : La largeur de la tranchée à excaver, $B = 0,6 + D$, en m.

D : diamètre de la conduite, en m.

H : La hauteur de la tranchée, $H = 1,2 + D$, en m.

L : la longueur de la conduite, en m.

Les résultats de calcul sont donnés dan le tableau Tab VI.4.7.

Tab VI.4.7: Calcul du volume de déblais des tranchés

diamètres	longueurs	H = 1,2 + D	B = 0,6 + D	Volume (v _d)
m	m	m	m	m ³
0,075	3617,968	1,275	0,675	3113,71
0,09	979,05	1,29	0,69	871,45
0,11	576,76	1,31	0,71	536,44
0,125	411,14	1,325	0,725	394,95
0,16	895,61	1,36	0,76	925,70
0,2	314,86	1,4	0,8	352,64
0,25	4403,23	1,45	0,85	5426,98
0,315	2166,56	1,515	0,915	3003,34
0,4	1436,95	1,6	1	2299,12
volume total				16 924,33

Le volume total du déblais des tranchés est de **16 924,33 m³**.

VI.4.4.2.1.2 Calcul du volume de lit de sable (V_s):

Le volume du lit de sable est exprimé par la formule suite:

$$V_s = e \times B \times L, \text{ en m}^3.$$

Avec :

V_s : volume de sable, en m³.

e : l'épaisseur du lit de sable, e = 0,2 m.

B : La largeur de la tranchée, en m.

L : La longueur de la tranchée, en m.

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau Tab VI.4.8

Tab VI.4.8: Calcul du volume de sable V_s

diamètres	longueurs	e	$B = 0,6 + D$	V_s
m	m	m	m	m^3
0,075	3617,968	0,2	0,675	488,42
0,09	979,05	0,2	0,69	135,11
0,11	576,76	0,2	0,71	81,90
0,125	411,14	0,2	0,725	59,61
0,16	895,61	0,2	0,76	136,13
0,2	314,86	0,2	0,8	50,38
0,25	4403,23	0,2	0,85	748,55
0,315	2166,56	0,2	0,915	396,48
0,4	1436,95	0,2	1	287,39
volume total				2 383,97

Le volume total du sable à poser est de **2383,97 m³**.

VI.4.4.2.1.3 Calcul du volume de remblaiement des tranchées (V_R) :

Le volume de remblaiement des tranchées est exprimé par la formule suite:

$$V_R = V_d - V_c - V_s, \text{ en m}^3.$$

Avec :

V_R : volume du remblaiement des tranchées, en m³.

V_s : volume du sable à poser, en m³.

V_c : volume occupé par les conduites, en m³.

$$V_c = S \times L = (\pi \times D^2 / 4) \times L.$$

S : la section de la conduite, en m².

L : la longueur de la conduite, en m.

D : diamètre de la conduite, en m.

Les résultats de calcul du volume de remblaiement des tranchées sont représentés dans le tableau suivant.

Tab VI.4.9: Calcul du volume de remblaiement V_R

diamètres	longueurs	V_C	V_D	V_S	V_R
m	m	m^3	m^3	m^3	m^3
0,075	3617,968	15,97	3113,71	488,42	2609,32
0,09	979,05	6,22	871,45	135,11	730,12
0,11	576,76	5,48	536,44	81,90	449,06
0,125	411,14	5,04	394,95	59,61	330,3
0,16	895,61	18	925,70	136,13	771,57
0,2	314,86	9,88	352,64	50,38	292,38
0,25	4403,23	216,03	5426,98	748,55	4462,4
0,315	2166,56	168,75	3003,34	396,48	2438,11
0,4	1436,95	180,48	2299,12	287,39	1831,25
Volume total		625,85	16 924,33	2 383,97	13 914,51

Le volume total du remblaiement est de **13 914,51 m³**.

VI.4.4.2 Devis quantitatif de réalisation des conduites :

Les calculs du devis quantitatif de réalisation des conduites sont donnés dans le tableau suivant.

Tab VI.4.10: Devis quantitatif de réalisation des conduites

désignation des travaux	Unité	quantité	prix unitaire	montant
A) Terrassement:				
fouille en tranchée	m ³	16 924,33	200	3.384.866,00
pose d'un lit de sable d'une couche de 0,2 m	m ³	2 383,97	1500	3.575.955,00
remblaiement de la tranchée	m ³	13 914,51	170	2.365.467,00
B) Canalisation :				
Φ 75	ml	3617,968	140	506.516,00
Φ 90	ml	979,05	286	280.009,00
Φ 110	ml	576,76	425	245.123,00
Φ 125	ml	411,14	545	224.072,00
Φ 160	ml	895,61	727	651.109,00
Φ 200	ml	314,86	925	291.246,00
Φ 250	ml	4403,23	1150	5.063.715,00
Φ 315	ml	2166,56	1740	3.769.815,00
Φ 400	ml	1436,95	3850	5.532.258,00
somme				25.890.151,00 DA
TVA 17 %				4.401.326,00 DA
Total				30.291.477,00

Remarque :

Le cout global des travaux des fouilles en tranchés ainsi que des canalisations utilisées dans le réseau de distribution et de l'adduction s'élève à **30.291.477,00 DA**

VI.4.5 Conclusion :

Dans cette partie, nous avons réalisés dans un premier temps le planning des travaux en fonction de la durée de chaque tache et des successions de ces dernières, cette phase de calcul nous à renseigné sur ce qui suit:

- La durée total du projet de réalisation des réservoirs est de 245 jours soit environ 8 mois.
- La durée total du projet de réalisation des conduites est de 297 jours soit environ 10 mois.
- On à posé comme contrainte que les deux projets aurons la même date de début et seront bien sur dirigés par deux entreprises de réalisation différentes.
- Le début des deux projets a eu lieu par défaut le Dimanche 25 Aout 2019 et selon le planning prévisionnel, les travaux s'achèverons le Jeudi 30 Juillet 2020 pour les réservoirs et le Lundi 12 Octobre 2020 pour les travaux des canalisations.

La seconde étape fut de calculer le devis quantitatif des projets, cette phase de calcul nous à renseigné sur ce qui suit:

- Le coût global des deux réservoirs RV Zone 1 et RV Zone 2 est égale à **23.994.540,00 DA**.
Avec:
 - * Coût du réservoir RV Zone 1: 11 606 145,00 DA.
 - * Coût du réservoir RV Zone 2: 12 388 395,00 DA.
- Le coût global des travaux des fouilles en tranchés ainsi que des canalisations utilisées dans le réseau de distribution et de l'adduction s'élève à **30.291.477,00 DA**.
- Le devis quantitatif du projet s'élève à **54.2860.017,00 DA**.

Pour éviter les surcoûts et les problèmes liés aux retards d'exécution, il est impératif de bien suivre l'organisation du chantier et veiller à ce que cette dernière ne subit aucune défaillance que se soit sur le plan technique, humain ou financier.

VI.5 Partie 5: Protection et sécurité du travail :

VI.5.1 Introduction :

La protection du travail comprend tout un système de mesure d'ordre social, économique, technique, hygiénique, organisationnel et juridique relatif à la santé et la sécurité des travailleurs.

Les accidents du travail et les maladies professionnels ont des conséquences énormes sur les plans humains et économiques pour le travailleur et l'entreprise.

De ce fait, l'application des normes de la sécurité et de la santé au travail est devenu une priorité nationale.

"Si les accidents du travail ont un coût, leurs préventions sont un investissement".

Dans cette partie, nous allons exposer les différentes causes des risques éventuellement rencontrés lors de la réalisation du projet et les protections à prévoir afin de limiter au maximum les accidents du travail.

VI.5.2 Causes des accidents du travail dans un chantier hydraulique :

Les accidents du travail sont causés par des conditions dangereuses et des actions dangereuses. Ces derniers sont causés par deux facteurs:

VI.5.2.1 Facteurs humains :

- Manque de contrôle de la part des responsables.
- La fatigue des travailleurs.
- Encombrement dans les différentes phases d'exécution des travaux.
- Erreurs lors des études et calculs.
- Suivre un rythme de travail inadapté.

VI.5.2.2 Facteurs matériels :

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

Au cours de la réalisation d'un projet en alimentation en eau potable, on rencontre les risques qui proviennent 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.)

VI.5.2.3 Liste des conditions dangereuses :

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

VI.5.2.4 Liste des actions dangereuses :

- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement ;
- Intervenir sans précaution sur des installations sous pression, sous tension...
- Agir sans prévenir ou sans autorisation ;
- Neutraliser les dispositifs de sécurités ;
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle ;
- Mauvaise utilisation d'un outillage ou engin ;
- Importance durant les opérations de stockage ;
- Adopter une position peu sûre tel que transporter du personnel sur la plate-forme d'un camion chargé de gros matériel ;
- Travailler dans une altitude inappropriée ;
- Suivre un rythme de travail inadapté tel qu'une cadence de travail trop rapide;

VI.5.3 Mesures préventives pour éviter les causes des accidents :

VI.5.3.1 Protections individuelles :

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

➤ Autres protections :

- ❖ Toute tranchée creusée en agglomération ou sous route sera protégée par une clôture visiblement signalée de jour comme de nuit et ce pour prévenir contre divers accidents tel que la 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 de laisser une espace suffisante entre eux.

VI.5.3.2 Protections collectives :

a) 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 rugueuse du personnel aux commandes des points clés d'une installation moderne.

b) Engins 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.

c) Appareillage électrique :

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

VI.5.4 Conclusion

Dans de nombreux pays, plus de la moitié des travailleurs sont employés dans le secteur informel sans aucune protection sociale.

Il va de soit que la sécurité du travail devrait être une priorité nationale en vue d'offrir aux travailleurs un cadre de travail adéquat et sécurisé, en effet, la charte nationale stipule qu'il y a lieu de renforcer les conditions relatives à une meilleure organisation de l'hygiène, de la sécurité et de la médecine du travail. L'action préventive devra être au cœur de la lutte contre les risques professionnels

Avec les avancées du progrès technique et scientifique, on doit pouvoir en saisir les acquis pour faire de la prévention une action offensive afin d'éradiquer les risques à la source.

Chapitre – VII –
GESTION DU SYSTEME D'AEP

VII.1 Introduction:

La plupart des réseaux d'eau potable sont constitués de canalisations et branchements posés à des périodes différentes. Ces réseaux lorsqu'ils sont bien conçus et bien posés, ont une durée de maintien en service très longue. Cependant, les pratiques d'exploitations doivent être adaptées convenablement au réseau.

Dans cette partie, nous allons, dans un premier temps, exposer les données nécessaires à avoir pour une bonne gestion du système d'AEP, puis nous allons décrire les techniques de gestion et d'exploitation du réseau d'adduction et de distribution et des ouvrages de stockage, et ce dans un but bien précis qui est d'assurer un bon fonctionnement du réseau d'alimentation en eau potable et de garantir à chaque usager une desserte en continue et en toutes circonstances, dans les meilleures conditions de quantité, qualité et pression.

VII.2 Objectifs:

La gestion des réseaux d'eau potable a pour objet d'assurer :

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

VII.3 Données utiles à la gestion d'un réseau:

VII.3.1 Données relatives au système d'AEP:

Les données utiles à la gestion patrimoniale sur le système d'AEP sont:

- La description de la ressource mobilisée (origine, capacité, niveau de vulnérabilité)
- L'établissement d'un bilan hydraulique du réseau pour connaître la répartition du volume mis en distribution sur le réseau: suivi des volumes produits, des volumes consommés autorisés, des pertes apparentes et des fuites sur le transport d'eau brut et ce afin d'estimer les pertes physiques liées aux fuites sur le réseau.
- Les données relatives aux interconnexions.

VII.3.2 Données relatives aux canalisations:

a) informations générales: Matériau, diamètre, longueur, date de pose, profondeur, type de joints, classe de pression...

b) Données fonctionnelles et structurelles: Pression, vitesse, temps de séjour, qualité de l'eau, type de désinfectant, température de l'eau.

Les données structurelles du réseau de distribution ont été établis à la base de ce qui suit:

- SIG du réseau fourni par la SEAAL.
- Résultats de la mission de l'élaboration du rapport de l'état des lieux des infrastructures existantes du système AEP.
- Réunions de travail avec les responsables en charge de l'exploitation du réseau.
- Visites sur terrain.

c) Données contextuelles: Emplacement, lit de pose, Entreprise de pose, protection cathodique, autres réseaux.

d) Données opérationnelles:

Les données opérationnelles seront déduites à partir des données de terrain et des entretiens avec l'exploitant.

VII.3.3 Données relatives aux équipements du réseau:

Les données nécessaires sont:

- Nature de l'équipement (vanne, ventouse, clapet...);
- Type d'équipement (papillon, à battant...);
- Consigne de fonctionnement (ouvert, fermé...);
- Lieu (en chambre, en terre);

VII.3.4 Données relatives aux défaillances:

Les données de défaillance du réseau font partie du socle essentiel de connaissance à acquérir pour mettre en place une gestion patrimoniale basée sur l'utilisation d'outils de prédiction de défaillances. A défaut d'avoir un historique des années précédentes, un enregistrement des défaillances à venir doit être mis en place.

VII.3.5 Les données de la qualité de l'eau:

Les données de qualité de l'eau sont déterminées par le traitement en amont du réseau mais peuvent évoluer au cours du transport dans le réseau. Elles sont mesurées ponctuellement par les contrôles réglementaires. Il s'agit de suivre:

- Le PH, l'alcalinité, la dureté et la minéralisation (fer et manganèse), ces derniers interviennent dans le contrôle de la corrosion des matériaux et le caractère agressif ou entartrant de l'eau.
- La température qui peut favoriser les goûts et odeurs et accélère la plupart des réactions physicochimiques et biologiques dans le réseau.
- L'oxygène dissous, dont la décroissance est signe de prolifération bactérienne.
- La turbidité, dont l'augmentation diminue l'action des désinfectant.
- Les désinfectants utilisés.

VII.4 gestion et exploitation des ouvrages de stockage:

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

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

VII.4.1 Equipements des réservoirs

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

Tab VII.1: Equipements du réservoir

Fonction	Equipements
Hydraulique	-Vanne diverses - Clapet - Equipements de trop plein. -Vidange - Siphon pour réserve d'incendie -Purgeur d'air. -Canalisation de liaison -Compteur -Clapet à rentre d'air.
Exploitation	- Niveau -Poste de liaison électrique -Débit - Télécommande - Equipements de télétransmission
Nettoyage	-Trappés de visite pour les personnels et le matériel. -Equipements spéciaux pour le nettoyage. -Pompe d'alimentation en eau.
Entretien	-Appareils de manutention -Eclairage -Joints de montage -Trappes de visite pour le personnel et le matériel
Qualité de l'eau	-Equipement ou disposition pour le renouvellement de l'eau -Equipement ou disposition pour le renouvellement de l'air -Robinet de prélèvement ; Equipement de désinfection -Dispositif de protection contre les actes de malveillance et -les intrusions
Sécurité lors des interventions	-Passerelle -Echelle à crinoline -Ancrage pour harnais de sécurité -Eclairage
Divers	-Suivant le réservoir : compresseur d'air, protection thermique des équipements, alarmes diverses

VII.4.2 Exploitation des réservoirs:

Les réservoirs exigent des interventions fréquentes incluant les opérations de surveillance, d'entretien et de nettoyage.

La conception des réservoirs doit faciliter au mieux ces interventions offrant le maximum de sécurité.

VII.4.3 Opérations de nettoyage:

La vidange, le nettoyage et la désinfection des réservoirs doivent se faire au moins une fois par an. Ces opérations comportent 3 phases principales à savoir:

- a) Le décapage des dépôts;
- b) Le rinçage des parois des poteaux et du radier avec un jet sous pression, on prend soin de ne pas détériorer les revêtements éventuels
- c) La désinfection l'ouvrage et le contrôle de la qualité de l'eau après remise en eau de l'ouvrage.

VII.4.4 Contrôle de la qualité de l'eau dans le réservoir:

Après le traitement et la potabilisation de l'eau, cette dernière sera envoyée dans des réservoirs plus ou moins éloignés puis à l'abonné. Au cours de ce transit, elle peut subir plusieurs dégradations comme en témoignent les fréquentes détériorations à long terme des tuyauteries. Elle peut se libérer de son calcaire ou gagner quelques ions minéraux pris sur la canalisation.

Afin d'éviter cette dégradation de la qualité de l'eau lors de la traversée des réservoirs, il convient :

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

➤ **contrôle mensuel**

- ouvrages de croisements, étanchéité.
- Ouvrages en ligne, état d'étanchéité de la fermeture des trappes ; regards et des portes.

➤ **Contrôles semestriels**

- Ouvrage en ligne ; état d'étanchéité de la fermeture des trappes, regards et des portes.
- Organes et réducteurs de robinetterie à l'intérieur des regards.

VII. 4.5 Prévention des accidents (sécurité lors des interventions) :

Lors des interventions du personnel d'exploitation au niveau des réservoirs, un certain nombre de risques sont à prévoir pour éviter tout accident (chutes, noyades, asphyxie,...). Ceci dit, des précautions particulières doivent impérativement être mises en œuvre pour les deux cas suivants:

- Les dispositions à prendre au moment de la conception de façon à ménager des moyens d'accès et de circulation conformes aux règles de sécurité (plinthes, portillons ou chaîne de sécurité, escalier, échelles, crinolines, crosses,...
- Les dispositions à prendre au moment de l'exploitation doivent comprendre la mise en place des équipements de protection individuels et collectifs tel que: la protection contre les chutes si les travaux s'effectuent à plus de 2 mètres, garde-corps, casque de sécurité, protection des mains des bras contre les risques chimiques et les risque des micro organismes, protection respiratoire pour éviter l'asphyxie.

VII.5 Gestion et exploitation de réseau de distribution:

Pour une bonne gestion d'un réseau d'AEP, il est primordial de disposer d'un "Descriptif détaillé des ouvrages de transport et de distribution d'eau potable", intégré au schéma de distribution d'eau potable, qui comporte toutes les informations et les données relatives au réseau de distribution. Et afin d'assurer une meilleure gestion du réseau d'adduction et de distribution, il est impératif que ces derniers soient bien conçu, en respectant normes et les conditions de pose des conduites, et en équipant le réseau de différents organes et accessoires qui faciliterons le mieux sa gestion et son entretien.

VII.5.1 Equipements du réseau:

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

Tab VI.2: Equipements du réseau

Fonction	Equipements
Hydraulique	-Robinetts vannes - Clapet - Régulateurs de pression -Ventouses - Canalisations - Organes de mesure -Branchements - Pièces de raccordements - poteaux d'incendie
Exploitation	- Regards - Appareils de mesure - interconnexions - détecteurs de fuites
Entretien	-Points de comptage - Soupape de décharge - détecteurs de fuites - Regards de visite pour le personnel et le matériel - Appareils électrochimiques (cathodique) - revêtement au tour du tuyau.
Qualité de l'eau	-Robinet de prélèvement - Equipement de désinfection -Les refroidisseurs à ventilation

VII.5.2 Contrôle et surveillance de la qualité de l'eau:

Les dégradations de la qualité de l'eau dans le réseau résultent d'une combinaison de causes:

a) Structurelles: tel que; le matériau de la canalisation, le mauvais raccordement et les fuites.

b) Fonctionnelles: tel que; la composition de l'eau mise en distribution, le temps de séjour dans le réseau et la température de l'eau.

Dans le but de limiter ces dégradation au cours du cheminement de l'eau dans le réseau, il est indispensable de réaliser un suivi de contrôle de qualité en effectuant des analyses périodiques sur plusieurs points du réseau et ce pour déterminer les paramètres physico-chimiques et bactériologiques de l'eau.

Les opérations de contrôle au niveau du réseau sont :

➤ **Contrôles mensuels**

- Tracé des conduites d'adduction : affaissement, écoulement d'eau, travaux à proximité des conduites.
- Ouvrage en ligne, état d'étanchéité de la fermeture des trappes de regard.
- Ouvrage de croisement, étanchéité.

➤ **Contrôles semestriels**

- Ouvrage en ligne, état étanchéité de la fermeture des trappes de regard,
- Réducteurs de pression, soupape de sécurité et d'aération,
- Conduites et organes de robinetterie à l'intérieur des regards.

➤ **Contrôles annuels**

- Organe de sectionnement, dispositif de protection contre les ruptures de conduites (fonctionnement, état, étanchéité, accessibilité, position...).
- Réducteur de pression, soupape de sécurité d'aération.
- Bouche d'incendie : fonctionnement, état, vidange, plaques indicatrices, présence de clé et de tuyaux de prise.
- Nettoyage des conduites, en particulier des tronçons secondaires et ceux en bout de réseau.
- Capacité de transit des conduites d'adduction (mesure de débit et pression).
- Les réseaux doivent être munis de dispositifs de soutirage ; ces derniers doivent être manœuvrés aussi souvent que nécessaire, et au moins deux fois par an pour les points du réseau où la circulation de l'eau n'est pas constante.

VII.5.3 Détection des fuites:

Les problèmes de fuite peuvent être localisés au niveau des ouvrages et éléments suivants:

- **Réservoirs:** mauvaise étanchéité de la maçonnerie et de la vidange.
- **Robinetterie :** essentiellement les presse-étoupes de vannes ou les raccordements des branchements.

- **Canalisations** : il s'agit:

- Soit des ruptures franches (qui sont les plus faciles à détecter car elles se manifestent extérieurement);
- Soit des fentes;
- Soit de la corrosion;
- Soit des fuites aux joints qui sont difficilement détectables et conduisent à une forte diminution du rendements de réseau.

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

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

Ces différents méthodes sont illustrés ci-dessous.

VII.5.3.1 Les amplificateurs mécaniques:

Ils sont composés d'une tige métallique servant de capteur d'une membrane vibrante et d'une cloche métallique formant caisse de résonance reliée à une paire d'écouteurs, ces écouteurs vont transmettre les bruits.

VII.5.3.2 Les amplificateurs électriques:

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

VII.5.4 Le comptage:

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

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

VII.5.5 Le rendement d'un réseau

Le rendement du réseau de distribution d'eau potable mesure la différence entre le volume entrant dans le réseau et les volumes consommés ou facturé.

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

Pour mesurer l'étanchéité d'un réseau, on compare le volume introduit dans le réseau à la sortie des usines de production d'eau potable au volume utilisé de façon connue et généralement mesuré pendant la même période. La différence représente les pertes en distribution, et on utilise différents ratios, généralement appelés et définis comme suit.

$$R = \frac{\sum \text{Volumes' utilisées}}{\sum \text{Volumes' mis' en' services}} \times 100 = \frac{V_u}{V_d} \times 100 \quad (\text{VII.1})$$

VII.5.6 La lutte contre le vieillissement des conduites

Le vieillissement d'une conduite correspond à sa dégradation dans le temps, celle-ci est due soit:

- Au mauvais fonctionnement hydraulique du réseau (chute de pression, chute de rendement du réseau et coupure).
- A d'autres dommages (dégradation de la qualité de l'eau, déstabilisation et inondation des lits de pose).

VII.5.7 Lutte contre l'entartrage

L'entartrage est le dépôt de tartre à l'intérieur d'une canalisation. Les réseaux de distribution doivent être conçus et exploités de manière à éviter leurs entartrages qui est généralement causé par :

- Une baisse ou élévation de température. (Pour notre cas la température moyenne d'eau de forage et 50°C) (**captage et utilisation des eaux sous terrain; organisation des nations unies 1972**)

- Une variation des vitesses dans les tronçons.
- Une stagnation d'eau dans le réseau.

Pour lutter contre ce phénomène, il y a lieu :

- Soit d'injecter de poly phosphate qui constituent un traitement préventif.
- Soit de choisir une arrivée par le bas où le fond de la tuyauterie dans la cuve du réservoir.
- Soit en construit les refroidisseurs d'eau.
 - a) Refroidisseur a ventilation naturelle,
 - b) Refroidisseur a ventilation forcée.

VII.6 Autres techniques de gestion:

VII.6.1 Les diagnostics fonctionnels:

VII.6.1.1 Le suivi des volumes:

Le suivi des volumes produits, mis en distribution et consommés fait partie intégrante des diagnostics fonctionnels du système d'AEP.

VII. 6.1.2 La modélisation hydraulique:

La modélisation hydraulique correspond à la représentation de son fonctionnement dans l'espace et dans le temps au moyen d'un logiciel. Une modélisation hydraulique permet de simuler des scénarios afin de tester les réponses du réseau en terme de débit et pression dans différents contextes: période de pointe, d'incendie, défaillance d'un ou plusieurs organes du réseau.

L'intérêt de la modélisation est donc multiple, elle permet :

- D'appréhender le fonctionnement hydraulique du réseau, et donc détecter les points d'amélioration potentiel : zone de pression extrêmes (basse ou haute) et le temps de séjour en certains points du réseau.
- De diagnostiquer et d'optimiser le fonctionnement des ouvrages : temps de fonctionnement des pompes, temps de marnage des réservoirs...
- D'estimer le potentiel évolutif du réseau face à une augmentation ou à une réduction des besoins en eau : urbanisation, interconnexion de secours...

Afin de vérifier la validité d'un modèle, il est également nécessaire d'effectuer un calage, il s'agit de confronter les résultats de la modélisation à des mesures réalisées sur le terrain.

VII.6.2 Les diagnostics structurels:

Le diagnostic structurel d'une canalisation, d'un branchement ou d'un autre ouvrage du réseau à pour objet de caractériser son état, en vue d'évaluer la probabilité de défaillance (fuite, casse...) ou sa durée de service résiduelle.

VII.7 Utilisation des SIG dans la gestion des réseaux:

Le SIG constitue le socle de la gestion d'un réseau. Il constitue:

- La base de données sur tout les éléments du réseau d'AEP, il facilite ainsi la production du descriptif détaillé des ouvrages de transport et de distribution d'eau.
- L'outil qui permet de capitaliser l'historique des interventions sur le réseau, notamment les dysfonctionnement et les défaillances (fuites, casses)
- L'outil qui permet de recevoir et de mettre à jour toute nouvelle information ou donnée recueillie suite à des interventions pour réparation ou travaux.

VII.8 Conclusion :

Dans cette partie, nous avons mis l'accent sur les différentes techniques de gestion d'un système d'AEP, en effet, dans un premier temps nous avons défini les données de base dont nous devons disposer pour une bonne gestion, par la suite on a exposé les différentes techniques de gestion d'entretien, et de contrôle des ouvrages de stockages et du réseau d'AEP. Ceci dit, ces opérations complexes, nécessitent une stratégie d'étude efficace basée, non seulement sur la connaissance du comportement du système de distribution d'eau potable, mais aussi sur l'utilisation d'indicateurs appropriés sur l'évaluation des performances de fonctionnement du système. Ces indicateurs sont établis par le gestionnaire selon ces propriétés de gestion mais aussi à partir des directives et normes des documents officiels.

CONCLUSION
GENERALE

CONCLUSION GENERALE

L'étude effectuée au niveau de la zone du POS AU3 nous a permis d'aboutir à une solution appréciable.

En effet, cette étude avait pour ambition d'évaluer l'impact des extensions de la ville sur le fonctionnement du système d'alimentation en eau potable à l'horizon 2049.

Nous allons, à travers cette conclusion dresser une représentation synoptique et significative de l'étude effectuée.

Il a fallu, dans un premier temps définir la zone d'étude, estimer les besoins en eau futures, procéder au calcul hydraulique où nous avons démontré l'apparition de pressions importantes qui causeront des dysfonctionnements du système d'alimentation de la ville.

Le leitmotiv du travail consistait à trouver des solutions pour pallier ces pressions exagérées et ce par l'élaboration de la méthodologie de la restructuration du réseau étagé.

La restructuration consistait à modifier la morphologie du réseau de telle sorte à créer de nouveaux étages pour permettre un meilleur fonctionnement du réseau. Pour cela, on a réalisé l'implantation de deux réservoirs de type semi-enterrés qui ont servi de régulateurs de pression en amont de chaque zone. Pour ce faire, on a subdivisé notre réseau en trois zones, chaque zone est alimentée par un réservoir semi-enterré afin de permettre la régulation des pressions en aval du réservoir projeté.

Les résultats de simulation ont bel et bien montré que le réseau fonctionne à son rendement optimal et que les pressions ont été régulées.

Par la suite, nous avons dimensionné les réservoirs et procédé aux calculs des adductions gravitaires avant d'effectuer l'étude de réalisation qui englobe tout ce qui concerne le volet exécution des travaux.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- 1] **M. CARLIER** : Hydraulique générale et appliquée , édition Eyrolles, Paris 1972, p.289.
- 2] **A. DUPONT** : Hydraulique urbaine , tome II, édition Eyrolles, Paris 1977, p.237, 260, 267, 275-280, 287, 319, 322, 323, 326.
- 3] **B.SALAH** : Polycopie d'alimentation en eau potable des agglomérations, ENSH 2014.
- 4] **M.B. Ramaniraka** Régulation de pression sur le réseau d'eau potable de la communauté d'agglomération d'Evry centre Essonne. Impact sur le rendement de réseau et les couts d'exploitation Mémoire de fin d'études, Mastère Spécialisé en Eau Potable et Assainissement ENGEE Strasbourg, promotion Octobre 2009.
- 5] Document POS AU3 rapport final (DUC Tipaza)
- 6] Document Règlement d'urbanisme POS AU3, DUC Tipaza.
- 7] **SEAAL** Schéma Directeur d'Alimentation en Eau Potable de la Wilaya de Tipaza , modélisation du réseau et dimensionnement, Mission C, rapport de modélisation 2019.
- 8] **A.HADJSADOK**, Cours Béton 2 2017, ENSH.
- 9] **M.K. MIHOUBI**, Cours instrumentation et techniques de mesures, 2011/2012, ENSH.
- 10] **B.BOUKERT**, Présentation Gestion des grands projets, Formation Oracle Primavera, Blida 2019.
- 11] **D.KAHLERRAS**, Présentation Cours Protection et Sécurité du Travail, ENSH 2019.
- 12] **OFFICE INTERNATIONAL DE L'EAU** La gestion patrimoniale des réseaux d'eau potable volume II: Optimiser ses pratiques pour un service durable et performant, ONEMA, AITF, Astee. Mai 2016.

SITOGRAFIE

- 1] Danfoss Socla: Source www.wikitip.fr.
- 2] Etude de faisabilité: Source www.wikipedia.fr.

Annexe 1

Tab III.49: État des Arcs du Réseau restructuré (cas de pointe)

	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
ID Arc	m	mm	LPS	m/s	m/km
Tuyau C14	350	63,8	2,54	0,79	12,97
Tuyau C16	367,59	110,2	-5,15	0,54	3,16
Tuyau C5	162	220,4	26,00	0,68	2,07
Tuyau C4	366,89	63,8	0,32	0,10	0,29
Tuyau C10	194,69	79,2	-2,19	0,44	3,32
Tuyau C1	322,08	63,8	3,55	1,11	24,48
Tuyau C27	299,12	220,4	8,93	0,23	0,28
Tuyau C32	375,39	220,4	16,01	0,42	0,83
Tuyau C25	363,83	63,8	-2,95	0,92	17,22
Tuyau C26	323,29	277,6	10,74	0,18	0,13
Tuyau C11	576,76	96,8	8,96	1,22	17,32
Tuyau C9	161,84	63,8	-3,36	1,05	22,07
Tuyau C18	352,6	352,6	-55,49	0,57	0,83
Tuyau C17	329,43	79,2	2,58	0,52	4,52
Tuyau C8	222,8	79,2	7,63	1,55	35,32
Tuyau C7	56,13	220,4	-10,73	0,28	0,40
Tuyau C3	279,65	141	15,21	0,97	7,07
Tuyau C2	224,23	141	9,61	0,62	2,97
Tuyau C6	280	220,4	-37,15	0,97	4,08
Tuyau C13	75,36	63,8	-2,00	0,63	8,28
Tuyau C21	229,45	63,8	1,23	0,38	3,35
Tuyau C22	172,66	63,8	-1,56	0,49	5,23
Tuyau C24	490	63,8	-2,65	0,83	14,10
Tuyau C23	331,88	63,8	-3,03	0,95	18,09
Tuyau C41	51,37	220,4	-14,77	0,39	0,72
Tuyau C33	430,12	277,6	-18,35	0,30	0,34
Tuyau C40	35,37	352,6	53,44	0,55	0,77
Tuyau C38	45,96	63,8	-2,00	0,63	8,28
Tuyau C39	394,95	352,6	42,89	0,44	0,51
Tuyau C19	274,17	352,6	-62,41	0,64	1,03

	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
ID Arc	m	mm	LPS	m/s	m/km
Tuyau T13	233,85	220,4	-28,88	0,76	2,53
Tuyau T14	149,27	220,4	23,05	0,60	1,65
Tuyau T15	104,30	220,4	18,33	0,48	1,07
Tuyau C15	319,69	63,8	-0,38	0,12	0,40
Tuyau T16	115,31	220,4	17,95	0,47	1,03
Tuyau T12	234,84	352,6	-59,58	0,61	0,95
Tuyau G12	145,02	352,6	0,00	0,00	0,00
Tuyau C34	223,99	277,6	-20,24	0,33	0,41
Tuyau C42	18,81	220,4	0,00	0,00	0,00
Tuyau C48	160,71	63,8	2,00	0,63	8,28
Tuyau C46	147,105	63,8	2,00	0,63	8,28
Tuyau C44	80,513	63,8	2,00	0,63	8,28
Tuyau C47	283,99	141	18,06	1,16	9,82
Tuyau C45	43,55	110,2	9,89	1,04	10,83
Tuyau C43	232,13	79,2	3,26	0,66	7,00
Tuyau C49	429,73	277,6	-32,21	0,53	0,98

Annexe 2

Tab III.50 :Etat des nœuds du réseau restructuré cas de pointe

	Altitude	Demande Base	Charge	Pression
ID Noeud	m	LPS	m	m
Noeud n12	86,52	0,539	134,70	48,18
Noeud n14	70,36	7,737	79,95	9,59
Noeud n11	82,98	2	134,07	51,09
Noeud n6	51,33	8,563	81,44	30,11
Noeud n13	70,83	12,794	81,11	10,28
Noeud n9	29,53	4,27	74,69	45,16
Noeud n4	55	13,99	81,00	26,00
Noeud n2	35	6,064	78,35	43,35
Noeud n10	24,64	10,139	71,12	46,48
Noeud n5	49,7	17,101	81,10	31,40
Noeud n1	25,74	5,736	70,47	44,73
Noeud n21	111,45	1,086	146,27	34,82
Noeud n16	73,41	1,721	140,00	66,59
Noeud n19	125,52	3,251	146,14	20,62
Noeud n22	112,99	1,237	146,31	33,32
Noeud n20	137,71	1,805	146,23	8,52
Noeud n23	114,42	2,336	146,62	32,20
Noeud n25	143,17	3,262	185,46	42,29
Noeud n24	127,55	1,897	146,77	19,22
Noeud n30	181,42	2	190,59	9,17
Noeud n7	48,79	7,61	82,58	33,79
Noeud n15	66,2	6,922	82,87	16,67
Noeud n8	40,139	3,097	82,56	42,42
Noeud n3	44,6	5,594	79,02	34,42
Noeud n18	85,44	1,463	140,14	54,70
Noeud n17	85,889	2,908	139,24	53,35
Noeud n28	177,61	10,684	190,77	13,16
Noeud n29	181,93	8,551	190,97	9,04
Noeud RV2*500	68	-62,41	83,15	15,15
Noeud p11	66,66	7,649	81,59	14,93
Noeud p12	70,14	4,722	81,34	11,20

	Altitude	Demande Base	Charge	Pression
ID Noeud	m	LPS	m	m
Noeud p13	61,79	0	81,23	19,44
Noeud n31	151,8	4,630	187,09	35,29
Noeud n32	156,68	6,170	187,56	30,88
Noeud n33	140,68	2	186,42	45,74
Noeud n34	151,29	2	186,34	35,05
Noeud n27	161,5	12,145	190,35	28,85
Noeud n35	141,58	2	189,02	47,44
RV2000EST	186	Sans Valeur	191,00	5,00
Réservoir Zone1	76,81	Sans Valeur	81,81	5,00
Réservoir Zone2	141,86	Sans Valeur	146,86	5,00

Annexe 3

Tab III.51: Etat des arcs du réseau restructuré (cas de pointe + inc)

	Diamètre	Longueur	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
ID Arc	m	mm	LPS	m/s	m/km
Tuyau C14	350	63,8	2,54	0,79	12,97
Tuyau C16	367,59	110,2	-4,84	0,51	2,81
Tuyau C5	162	220,4	25,72	0,67	2,03
Tuyau C4	366,89	63,8	-0,62	0,20	0,91
Tuyau C10	194,69	79,2	-2,12	0,43	3,14
Tuyau C1	322,08	63,8	3,62	1,13	25,37
Tuyau C27	299,12	220,4	25,84	0,68	2,05
Tuyau C32	375,39	220,4	33,01	0,87	3,26
Tuyau C25	363,83	63,8	-3,04	0,95	18,28
Tuyau C26	323,29	277,6	27,64	0,46	0,74
Tuyau C11	576,76	96,8	8,92	1,21	17,16
Tuyau C9	161,84	63,8	-3,34	1,04	21,77
Tuyau C18	352,6	352,6	-55,49	0,57	0,83
Tuyau C17	329,43	79,2	2,90	0,59	5,60
Tuyau C8	222,8	79,2	7,61	1,54	35,11
Tuyau C7	56,13	220,4	-10,70	0,28	0,40
Tuyau C3	279,65	141	15,27	0,98	7,13
Tuyau C2	224,23	141	9,68	0,62	3,01
Tuyau C6	280	220,4	-37,17	0,97	4,08
Tuyau C13	75,36	63,8	-2,00	0,63	8,28
Tuyau C21	229,45	63,8	1,32	0,41	3,84
Tuyau C22	172,66	63,8	-1,52	0,47	4,94
Tuyau C24	490	63,8	-2,61	0,82	13,63
Tuyau C23	331,88	63,8	-2,98	0,93	17,56
Tuyau C41	51,37	220,4	-31,77	0,83	3,03
Tuyau C33	430,12	277,6	-35,35	0,58	1,17
Tuyau C40	35,37	352,6	70,44	0,72	1,30
Tuyau C38	45,96	63,8	-2,00	0,63	8,28
Tuyau C39	394,95	352,6	59,89	0,61	0,96
Tuyau C19	274,17	352,6	-62,41	0,64	1,03

	Diamètre	Longueur	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
ID Arc	m	mm	LPS	m/s	m/km
Tuyau T13	233,85	220,4	-29,89	0,78	2,69
Tuyau T14	149,27	220,4	39,04	1,02	4,48
Tuyau T15	104,30	220,4	34,32	0,90	3,51
Tuyau C15	319,69	63,8	0,32	0,10	0,23
Tuyau T16	115,31	220,4	34,64	0,91	3,57
Tuyau T12	234,84	352,6	-76,58	0,78	1,52
Tuyau G12	145,02	352,6	0,00	0,00	0,00
Tuyau C34	223,99	277,6	-37,24	0,62	1,29
Tuyau C42	18,81	220,4	0,00	0,00	0,00
Tuyau C48	160,71	63,8	2,00	0,63	8,28
Tuyau C46	147,105	63,8	2,00	0,63	8,28
Tuyau C44	80,513	63,8	2,00	0,63	8,28
Tuyau C47	283,99	141	18,06	1,16	9,82
Tuyau C45	43,55	110,2	9,89	1,04	10,83
Tuyau C43	232,13	79,2	3,26	0,66	7,00
Tuyau C49	429,73	277,6	-32,21	0,53	0,98

Annexe 4

Tab III.52: Etat des nœuds du réseau restructuré (cas de pointe + inc)

ID Noeud	Altitude m	Demande Base LPS	Charge m	Pression m
Noeud n12	86,52	0,539	132,63	46,11
Noeud n14	70,36	7,737	78,97	8,61
Noeud n11	82,98	2	132,00	49,02
Noeud n6	51,33	8,563	80,82	29,49
Noeud n13	70,83	29,794	80,01	9,18
Noeud n9	29,53	4,27	74,12	44,59
Noeud n4	55	13,99	80,82	25,82
Noeud n2	35	6,064	78,15	43,15
Noeud n10	24,64	10,139	70,59	45,95
Noeud n5	49,7	17,101	80,49	30,79
Noeud n1	25,74	5,736	69,98	44,24
Noeud n21	111,45	1,086	144,69	33,24
Noeud n16	73,41	1,721	138,04	64,63
Noeud n19	125,52	20,251	143,84	18,32
Noeud n22	112,99	1,237	144,85	31,86
Noeud n20	137,71	1,805	144,46	6,75
Noeud n23	114,42	2,336	146,07	31,65
Noeud n25	143,17	3,262	185,27	42,10
Noeud n24	127,55	1,897	146,57	19,02
Noeud n30	181,42	2	190,57	9,15
Noeud n7	48,79	7,61	81,96	33,17
Noeud n15	66,2	6,922	82,25	16,05
Noeud n8	40,139	3,097	81,94	41,80
Noeud n3	44,6	5,594	78,83	34,23
Noeud n18	85,44	1,463	138,02	52,58
Noeud n17	85,889	2,908	137,16	51,27
Noeud n28	177,61	27,684	190,58	12,97
Noeud n29	181,93	8,551	190,95	9,02
Noeud RV2*500	68	-62,41	82,54	14,54
Noeud p11	66,66	7,649	81,45	14,79
Noeud p12	70,14	4,722	80,78	10,64
Noeud p13	61,79	0	80,42	18,63
Noeud n31	151,8	4,630	186,89	35,09
Noeud n32	156,68	6,170	187,37	30,69
Noeud n33	140,68	2	186,23	45,55
Noeud n34	151,29	2	186,15	34,86
Noeud n27	161,5	12,145	190,16	28,66
Noeud n35	141,58	2	188,83	47,25
RV2000EST	186	Sans Valeur	191,00	5,00
Réservoir Zone1	76,81	Sans Valeur	81,81	5,00
Réservoir Zone2	141,86	Sans Valeur	146,86	5,00

Annexe 5

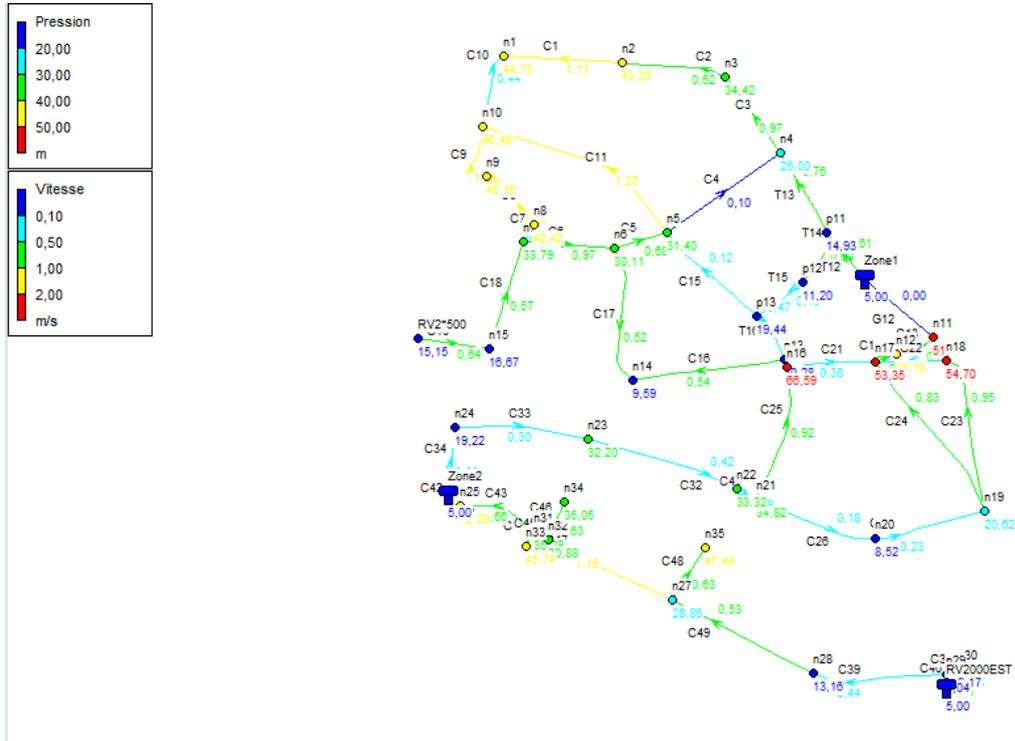


Fig III.19: Schéma du réseau restructuré en cas de pointe

Annexe 6

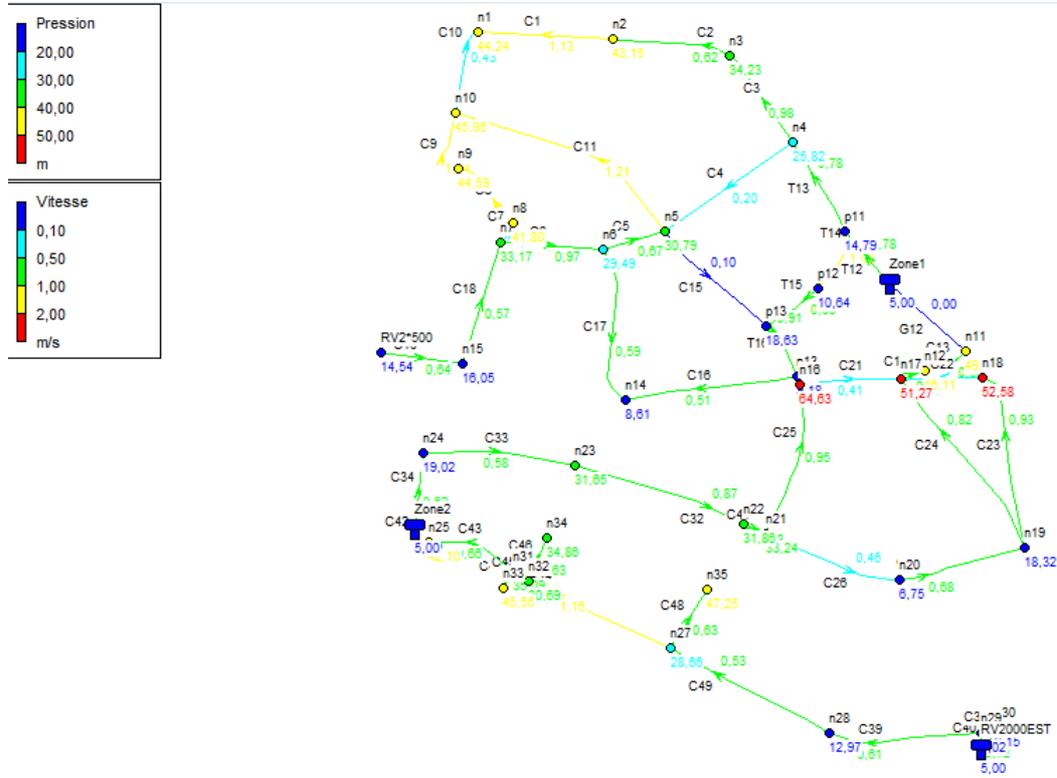


Fig III.20: Schéma du réseau restructuré en cas de pointe et d'incendie