

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Centre Universitaire Abdelhafid Boussouf - Mila
Institut des Sciences et de Technologie
Département des sciences et Technique



N° Ref :.....

Mémoire préparé en vue de l'obtention du diplôme de

MASTER

Spécialité : Sciences Hydrauliques

**Diagnostic du réseau d'alimentation en eau potable
de la commune de AMIRA AREES chef lieu
TASSAFT wilaya de MILA**

Réalisé par :

- Benhoumar Wahida
- Kamous Hana

Soutenu devant le jury :

Mme	Boumssenegh A,	M.A.B	CUAB Mila	Encadreur
M.	Athamna A,	M.A.A	CUAB Mila	président
M.	Moussouni A,	M.A.A	CUAB Mila	Examineur

Année universitaire : 2015/2016

Remerciement

*Louange à Dieu, le miséricordieux, sans Lui rien de tout cela n'aurait pu être.
Nous remercions le bon Dieu qui nous orientés au chemin du savoir et nous
ouverts les portes de la science.*

Nous tiens aussi à exprimer nos remerciements à notre promoteur :

Mme *Amel Boumessenegh* pour son orientation, ses conseils
judicieux, ses riches enseignements et sa constante disponibilité dans le but que
nous réalisons à bien ce projet de fin d'étude.

Nos remerciements s'adressent également Mr *Moussouni M*
pour son aide, Nous lui sommes surtout reconnaissants pour son souci de
l'avancement de notre mémoire et de notre travail malgré son occupation.

Remercie également notre guide dans ce travail *Siarre Toufik* pour sa
magnifique manière de guide et ses efforts indéniables.

Nos remerciements notre jury :

Merci tout



إهداء

الشكر لله الذي سخر لنا العقل وهدايا إلى نور العلم.

فالحمد لله حمدا كثيرا ، اللهم أنت المستعان فأعنا ، وأنت الهادي

فأهدنا إلى سواء السبيل وأقول:

إلى من رأي قلبها قبل أن تراني عيناها إلى من عمرتني بعطفها وحنانها ، وأحق الناس

بصدي إلي حبيبة قلبي وأعظم امرأة وقعت عليها عيني ، وأوصي بها ثلاث " أمي " ثم " أمي " ثم

" أمي " " مسعودة "

إلى من أفنى عمره في نقش معارف التربية والمسؤولية في روحي ، إلى الذي خلق كل

نجاح حقيقي ، إلى من علمني الصبر والكفاح وقادني إلى النجاح أبي العزيز " الزايد " .

إلى زوجي الغالي الذي ساعدني معنويا " عبد الرحيم " و كل إخوتي سعيد رحمه الله واسكنه فسيح

جنانه . عبد المالك . جمال . وأخواتي فخرية . حورية . سعاد حياة . حنان وكل أزواجهم توفيق .

عمار . عبد الباقي . طليح . راجب و بدون إستثناء سمراء . مفيدة . سارة . وزوجة أخي عبد المالك

حياة . وزوجة أخي جمال أمنة . وعائلة زوجي " سواعدي " وكل من عائلة " كويرة " و

" بلعون " و " شنيبة " و " برفزولة " و " بن حمادة " دون ان انسى أولادهم .

إلى كل من علمني حرفه في هذه الدنيا الفانية .

إلى صديقتاي هناء و روميضاء

وكل زملاء وزميلات الدراسة تخصص علوم الري .

إلى كل من نسيم قلبي ...

وهيئة

إهداء

بسم الله الرحمن الرحيم

(قل إعملوا فسيرى الله عملكم ورسوله والمؤمنون)

صدق الله العظيم

إلهي لا يطيب لي الليل إلا بشكرك ولا يطيب لي النهار إلا بطاعتك .. ولا تطيب لي اللحظات إلا بذكرك ..
ولا تطيب لي الآخرة إلا بعفوك .. ولا تطيب لي الجنة إلا برؤيتك الله جل جلاله
إلى من بلغ الرسالة وأدى الأمانة .. ونصح الأمة .. إلى نبي الرحمة ونور العالمين ..

سيدنا محمد صلى الله عليه وسلم

إلى شمس حياتي و نور دربي .. إلى من افتقدتها منذ الصغر يا من يرتعش قلبي
بذكرها .. إلى "روح أمي الحبيبة حسينة" رحمها الله وأسكنها فسيح جنانه
إلى من كلله الله بالمهبة والوقار .. إلى من علمني العطاء بدون انتظار .. إلى من
أحمل اسمه بكل افتخار إلى من أفنى عمره في نقش معارفه التربوية والمسؤولية
في روعي إلى أبي الغالي "معيد"

أرجو من الله أن يمد في عمره

إلى سندي وقوتي .. إلى من أظهر لي ما هو أجمل من الحياة .. إلى من وقف

إلى جانبي و علمني الصبر .. إلى زوجي العزيز "وايح"

إلى من أرى التفاؤل بعينه .. والسعادة في ضكته

إلى أخي ورفيق الوحيد "محمد رضا"

إلى من بوجودها أكتسب قوة ومحبة لا حدود لها اختي الحبيبة "سلمى"

إلى بسمه الحياة التي اختي الصغيرة "امينة"

إلى الذين وقفوا معي و لم يبخلوا علي بمساعدتهم إلى جميع أقاربي وعائلة زوجي "بوطريفة"

إلى كل من علمني حرفه في هذه الدنيا الفانية.

إلى صديقتي وحيدة

وكل زملاء وزميلات الدراسة تخصص علوم الري.

إلى كل من في قلبي و نسيهم قلبي ...

هنا

Sommaire

Introduction générale	1
-----------------------------	---

Chapitre N°I	Présentation de la commune AMIRA ARRES chef lieu TASSAFT
---------------------	---

Introduction.....	2
I-1 Situation géographique et administrative	2
I-1-1 Situation géographique	2
I-1-2 Limites administrative.....	3
I-2 Situation climatique	4
I-2-1 Climat.....	4
I-2-2 Température.....	4
I-2-3 Pluviométrie	5
I-2-4 Vents	7
I-2-5 Humidité de l'air	7
I-3 Situations géologiques	8
I-4 Situation hydrologique.....	8
I-4-1 Ressources en eau superficielles	8
I-4-2 Ressources en eau souterraines	9
I-5 Occupations des sols	9
I-6 Situation démographie et estimation des besoins en eau.....	10
I-6-1 Situation démographie.....	10
I-6-2 Estimations des besoins domestiques en eau	11
I-6-3 Estimations des besoins publics en eau.....	11
I-7 Etude de la variation des débits.....	12
I-7-1 Détermination des débits moyens journaliers.....	12
I-7-2 Détermination du débit maximal journalier.....	13
I-7-3 Détermination du débit de pointe horaire.....	13
I-8 Besoins en équipements :	15
I-8-1 Besoins totale d'équipements publics existants.....	15

I-8-2	Besoin en eau des équipements pour le court et le moyen terme.....	16
I-8-3	Besoins totale d'équipements publics projeté.....	17
I-8-4	Besoin en équipements pour le long terme.....	18
	Conclusions.....	18

Chapitre N°II	Termes descriptifs des éléments du réseau d'eau potable de la commune AMIRA ARRES chef lieu TASSAFT.
--------------------------	---

	Introduction.....	20
II -1	Présentation des installations existantes.....	20
II-1-1	Ressource existante.....	20
II-1-1-1	Forages.....	20
II -2	Ouvrage de stockage.....	21
II -3	Réseau d'adduction.....	21
II -3-1	Forage AM6-AM7→stations de repriseN1.....	21
II -3-2	Station de reprise N1→Station de repriseN2.....	22
II -3-3	Station de repriseN2→Station de repriseN3.....	22
II -3 -4	Station de reprise N3→Réservoir TASSAFET 2*500M ³	23
II -3 -5	Forage TASSAFT→ Réservoir TASSAFET 500M ³	23
II-4	Recherche des fuites.....	24
II-4-1	Dysfonctionnement des réseaux d'eau et problématique des fuites.....	24
II-4-1-1	Vieillessement d'un réseau d'eau	24
II-4-1-2	Évaluation du vieillissement d'une conduits.....	26
II-5	Problématique des fuites.....	27
II-5-1	Types des fuites.....	27
II-5-1-1	Fuites diffuses :	28
II-5-1-2	Ruptures (défaillances) ou les fuites apparentes :	29
II-6	Causes des fuites.....	31
II-6-1	Différentes contraintes qui agissent sur une canalisation.....	31
II-6-2	Eléments influençant l'apparition des fuites.....	33

II-6-2-1 Eléments propres à la canalisation.....	33
II-6-2-2 Eléments extérieurs aux réseaux.....	34
II-6-2-3 Eléments liés à l'exploitation des réseaux.....	35
II-7 Manifestations des fuites.....	36
Conclusion	36

Chapitre N°III	Calcul hydraulique du réseau d'AEP de la commune AMIRA ARRES chef lieu TASSAFT.
-----------------------	--

Introduction.....	38
III-1 Types des réseaux.....	38
III-1-1 Réseau maillé.....	38
III-1-2 Réseau ramifié.....	39
III-1-3 Réseau mixte.....	39
III-1-4 Réseau étagé.....	39
III-2 Conception d'un réseau.....	39
III-3 Principe de trace d'un réseau.....	40
III-4 Choix du tracé et type de réseau.....	40
III-5 Choix du matériau du réseau.....	40
III-6 Paramètres du réseau.....	40
III-7 Estimation des débits de la zone haute du chef lieu Tassaft	41
III-7-1 Estimation de la population pour différents horizons.....	41
III-7-2 Déterminations des besoins.....	42
III-7-3 Détermination des débits moyens journaliers.....	42
III-7-4 Détermination du débit maximal journalier.....	42
III-7-5 Détermination du débit de pointe horaire.....	43
III-8 Dimensionnement des réseaux maillés.....	43
III-8-1 Détermination du débit spécifique.....	43
III-8-2 Détermination des débits en route.....	43
III-8-3 Détermination des débits nodaux.....	44
III-8-4 Détermination du débit de tronçon.....	44
III-8-5 Résultats des calculs de réseau maillé.....	44

III-9	Estimation des débits de la zone basse du chef lieu TASSAFET.....	46
III-9-1	Estimation de la population pour différents horizons.....	46
III-9-2	Déterminations des besoins.....	46
III-9-3	Détermination des débits moyens journaliers.....	47
III-9-4	Détermination du débit maximal journalier.....	48
III-9-5	Détermination du débit de pointe horaire.....	48
III-10	Dimensionnement des réseaux ramifiés.....	48
III-10-1	Détermination du débit spécifique.....	48
III-10-2	Résultat des calculs de réseau ramifié.....	49
	Conclusion.....	50

Chapitre N°IV	La modélisation du réseau sur le logiciel Epanet.
----------------------	--

	Introduction.....	52
IV-1	Le logiciel Epanet : Fonctionnement et spécificités.....	52
IV-2	Potentialités du logiciel	52
IV-3	Spécificités du logiciel	52
IV-4	Les données nécessaires à la modélisation du réseau	53
IV-4-1	Caractéristiques des tronçons	53
IV-4-2	Caractéristiques des ouvrages spéciaux.....	54
IV-4-3	Caractéristiques des nœuds de demande	54
IV-5	Résultats des simulations	55
	Conclusion	66

Chapitre N°V	Les Réservoirs.
---------------------	------------------------

	Introduction.....	68
V-1	Définition et le rôle des réservoir.....	68
V-2	Emplacement des réservoirs	68
V-3	Choix du type des réservoirs.....	69

V-4 Les caractéristiques des réservoirs.....	69
V-5 Principe de fonctionnement de réservoir.....	69
V-6 Détermination de la capacité des réservoirs.....	70
V-6-1 Principe de calcul.....	70
V-6-2 Détermination analytique de la capacité du réservoir d'alimentation.....	70
V-7 Dimensionnement du réservoir.....	70
V-8 Exigences principales à satisfaire par les réservoirs.....	71
V-8-1 durabilités	72
V-8-2 étanchéités	72
V-8-3 résistances	72
V-9 Equipements des réservoirs.....	72
V-9-1 Arrivée de l'adduction	72
V-9-2 Départ de la distribution	73
V-9-3 Trop –plein	73
V-9-4 Vidange	74
V-9-5 BAY-PASS	74
V-9-6 Matériel du réservoir d'incendie	74
V-10 vidange des réservoirs	75
Conclusion	76

Chapitre N°VI

L'adduction.

Introduction	78
VI-1 Types d'adduction	78
VI-2 Définition de chaque type.....	78
VI-2-1 Adduction gravitaire	78
VI-2-2 Adduction par refoulement	78
VI-2-3 Adduction mixte.....	79
VI-3 Conditions d'établissement du tracé de la conduite d'adduction	79
VI-3-1 Conditions techniques	79

VI-3-2 Conditions économiques	79
VI-4 Choix du type de la conduite.....	80
VI-5 Calcul Hydraulique.....	81
VI-5-1 Pré dimensionnement de la conduite de refoulement.....	81
VI-5-2 Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT).....	84
VI-6 Dimensionnement des adductions pour plusieurs tronçons.....	85
Conclusion.....	96

Chapitre N°IV	Protection des conduites
----------------------	---------------------------------

Introduction	98
VII-1 Coup de bélier	98
VII-1-1 Causes du coup de bélier.....	98
VII-1-2 Conséquences du coup de bélier	98
VII-1-2-1 Cas de la surpression	98
VII-1-2-2 Cas de dépression	99
VII-1-3 Description des phénomènes physiques	99
VII-1-4 Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier	100
VII-1-4-1 Réservoirs d'air	100
VII-1-4-2 Cheminée d'équilibre	100
VII-1-4-3 Soupape de décharge	101
VII-1-4-4 Volant d'inertie	101
VII-1-5 Principe de fonctionnement	102
VII-2 Calcul des réservoirs d'air	102
VII-2-1 Pression en fonctionnement normale p_0 ou Z_0	102
VII-2-2 Pression maximale : P_{max} ou Z_{max}	102
VII-2-3 Pression a l'énergie cinétique h_0	102
VII-2-4 Formule utilisées pour les calcules	103
VII-3 Vitesse de propagation	103
VII-4 Hauteur maximal de choc	104
VII-5 Résultats de calcul	104

VII-7 Installation du réservoir d'air	108
Conclusion	108

Chapitre N°IIIV	Solution et gestion du réseau
------------------------	--------------------------------------

Introduction	110
VIII- 1 Définition de la gestion	110
VIII- 2 But de la gestion	110
VIII-3 Gestion des forages	110
VIII-3-1 Adaptation de la pompe au captage	110
VIII-3-2 Connaissance des paramètres patrimoniaux	110
VIII-3-3 Equipements techniques	111
VIII-4 Maintenance	111
VIII-4-1 Maintenance Préventive	111
VIII-4-1-1 Entretien courant	111
VIII-4-1-2 Entretien préventif systématique	111
VIII-4-1-3 Entretien préventif exceptionnel	111
VIII-4-2 Maintenances curatives	111
VIII-5 Gestion technique et suivi générale des installations (pour un captage par forage).....	112
VIII-5-1 Contrôle hebdomadaire	112
VIII-5-2 Contrôle mensuel.....	112
VIII-6 Vieillessement et traitement des forages	112
VIII-6-1 Phénomène de corrosion.....	112
VIII-6-2 Protection passive	112
VIII-6-3 Protection anticorrosive.....	112
VIII-7 Gestion des ouvrages de stockage	113
VIII-8 Equipements du réservoir	113
VIII-9 Aspects liés à l'exploitation des réservoirs	114
VIII-9-1 Contrôle hebdomadaire.....	114

VIII-9-2 Contrôle semestriel	114
VIII-9-3 Nettoyage	114
VIII-10 Gestion du réseau de distribution	114
VIII-11 Rendement du réseau	115
VIII-12 Lute contre le vieillissement.....	115
Conclusion	115
Conclusion générale.....	117

Liste des tableaux

Chapitre I

Présentation de la commune AMIRA ARRES chef lieu TASSAFT

Tableau N°I-1: Différentes variations de température.....	5
Tableau N°I-2: Différentes variations de pluviométrie.....	6
Tableau N°I-3: Les différentes variations des vitesses des vents.....	7
Tableau N°I-4: Valeurs de l'humidité.....	7
Tableau N°I-5: Estimation de la population pour différents horizons.....	10
Tableau N°I-6: Besoins domestiques en eau pour tassafet.....	11
Tableau N°I-7: Besoins scolaires.....	11
Tableau N°I-8: Besoins sanitaires.....	11
Tableau N°I-9: Besoins administratifs.....	12
Tableau N°I-10: Besoins culturels.....	12
Tableau N°I-11: Besoins commerciaux.....	12
Tableau N°I-12: Débits moyens journaliers.....	13
Tableau N°I-13: Débit maximal journalier.....	13
Tableau N°I-14: Valeurs de β à fonction de nombre d'habitants.....	14
Tableau N°I-15: Débit de point horaire.	15
Tableau N°I-16: Besoins totale d'équipements publics existants.....	15
Tableau N°I-17: Besoin en eau des équipements pour le court et le moyen.....	16
Tableau N°I-18: Besoins totale d'équipements publics.....	17
Tableau N°I-19: Besoin en équipements pour le Long terme	18

Chapitre III

: Calcul hydraulique du réseau d'AEP de la commune AMIRA ARRES chef lieu TASSAFT

Tableau N°III-1: Population pour différent horizons.....	41
Tableau N°III-2: Besoins.....	42
Tableau N°III-3: Débits moyens journaliers.....	42
Tableau N°III-4: Débits maximaux journaliers.....	42
Tableau N°III-5: Débit de pointe horaire.....	43
Tableau N°III-6: Résulte des calculs de réseau maille.....	44
Tableau N°III-7: Résulte des calculs de réseau maille.....	45
Tableau N°III-8: Population pour différent horizons.....	46

Tableau N°III-9: Besoin.....	46
Tableau N°III-10: Débits moyens journaliers.....	47
Tableau N°III-11: Débits maximaux journaliers.....	48
Tableau N°III-12: Débit de pointe horaire.....	48
Tableau N°III-13: Résulte des calculs de réseau ramifié.....	49
Tableau N°III-14: Résulte des calculs de réseau ramifié.....	50

Chapitre IV

La modélisation du réseau sur le logiciel Epanet

Tableau N°IV-1: Détermination de la pression.....	55
Tableau N°IV-2: Détermination des la vitesse et la perte charge.....	56
Tableau N°IV-3: Détermination de la pression	58
Tableau N°IV-4: Détermination des la vitesse et la perte charge.....	59
Tableau N°IV-5: Détermination de la pression.....	61
Tableau N°IV-6: Détermination des la vitesse et la perte charge.....	62
Tableau N°IV-7: Détermination de la pression.....	64
Tableau N°IV-8: Détermination des la vitesse et la perte charge.....	65

Chapitre V

Les réservoirs

Tableau N°V-1 : Récapitulatif des résultats.....	71
---	----

Chapitre VI

L'adduction

Tableau N°VI-1: Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT).....	86
Tableau N°VI-2: Calcul des frais d'exploitation.....	86
Tableau N°VI-3 : Calcul des Frais d'amortissement.....	86
Tableau N°VI-4 : Calcul du bilan.....	87
Tableau N°VI-5: Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT).....	88
Tableau N°VI-6: Calcul des frais d'exploitation.....	88
Tableau N°VI-7 : Calcul des Frais d'amortissement.....	89
Tableau N°VI-8 : Calcul du bilan.....	89
Tableau N°VI-9: Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT).....	90
Tableau N°VI-10: Calcul des frais d'exploitation.....	91
Tableau N°VI-11: Calcul des Frais d'amortissement.....	91
Tableau N°VI-12: Calcul du bilan.....	91

Tableau N°VI-13: Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT).....	92
Tableau N°VI-14: Calcul des frais d'exploitation.....	93
Tableau N°VI-15: Calcul des Frais d'amortissement.....	93
Tableau N°VI-16: Calcul du bilan.....	93
Tableau N°VI-17: Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT).....	95
Tableau N°VI-18: Calcul des frais d'exploitation.....	95
Tableau N°VI-19 : Calcul des Frais d'amortissement.....	95
Tableau N°VI-20 : Calcul du bilan.....	95

Chapitre VII

Protection des conduites

Tableau N°VII-1 : coefficient de différents matériaux.....	104
Tableau N°VII-2 : Les caractéristiques de la conduite.....	104
Tableau N°VII-3 : Calcul de volume de réservoir d'air.....	105
Tableau N°VII-4 : Les caractéristiques de la conduite.....	105
Tableau N°VII-5 : Calcul de volume de réservoir d'air.....	106
Tableau N°VII-6 : Les caractéristiques de la conduite.....	106
Tableau N°VII-7: Calcul de volume de réservoir d'air.....	106
Tableau N°VII-8 : Les caractéristiques de la conduite.....	107
Tableau N°VII-9: Calcul de volume de réservoir d'air.....	107

Chapitre IIIV

Solutions et Gestion du réseau

Tableau N°VIII-1: Equipement du réservoir.....	113
Tableau N°VIII-2: éléments du coût d'entretien.....	115

Liste des figures

Chapitre N°I Présentation de la commune AMIRA ARRES chef lieu TASSAFT

Figure N°I-1: carte hydrographique wilaya de Mila.....	3
Figure N°I-2 : Extrait de la carte d'état major.....	4
Figure N°I-3 : carte des précipitations moyennes de wilaya de Mila.....	6
Figure N°I-4 : Carte hydrographique wilaya de Mila.....	8

Chapitre N°II Termes descriptifs des éléments du réseau d'eau potable de la commune AMIRA ARRES chef lieu TASSAFT et pré-diagnostic.

Figure N°II-1 : Station de reprise N°01 vue extérieure	22
Figure N°II-2 : Station de reprise N°02 vue extérieure.....	22
Figure N°II-3 : Station de reprise N°03 vue extérieure.....	23
Figure N°II-4: réservoir w : 2*500 m ³	23
Figure N°II-5: réservoir w : 500 m ³	24
Figure N°II-6: Vieillissement des canalisations.....	25
Figure N°II-7 : Une conduite ayant subi une rupture.....	29
Figure N°II-8.a : Différents types de ruptures des conduites d'eau potable (Eclatement).....	29
Figure N°II-8.b : Différents types de ruptures des conduites d'eau potable (Fissure transversale).....	30
Figure N°II-8.c : Différents types de ruptures des conduites d'eau potable (Fissure longitudinale).....	30
Figure N°II-8.d : Différents types de ruptures des conduites d'eau potable (Fissure autour de la tulipe et joint).....	30
Figure N°II-9 : Fréquence des types de ruptures en fonction du diamètre.....	31
Figure N°II-10 : Répartition des fuites sur tuyau et sur joint en fonction du diamètre.....	31
Figure N°II-11 : Causes de l'affaiblissement d'une conduite d'eau potable.....	32
Figure N°II-12: Contraintes subis par une conduite d'eau potable.....	32
Figure N°II-13 : Conduite subi une corrosion interne.....	34
Figure N°II-14 : Conduite subi une corrosion externe par courant vagabonds.....	35

Chapitre N°III

Calcul hydraulique du réseau d'AEP de la commune AMIRA ARRES chef lieu TASSAFT.

Figure N°III-1 : Réseau maillé.....	39
Figure N°III-2 : Réseau ramifié.....	40

Chapitre N°IV

La modélisation du réseau sur le logiciel Epanet.

Figure N°IV-1 : Réseau de distribution dans l'epanet après la simulation partie(A).....	62
Figure N°IV-2 : Réseau de distribution dans l'epanet après la simulation (partie A).....	65
Figure N°IV-3 : Réseau de distribution dans l'epanet après la simulation partie(B).....	68
Figure N°IV-4 : Réseau de distribution dans l'epanet après la simulation (partie B).....	71

Figure N°V-1: conduite d'arrivé	82
Figure N°V-2: Conduite de distribution.....	83
Figure N°V-3: conduite de Trop-plein.....	83
Figure N°V-4: matérialisation de la réserve d'incendie.....	85

Figure N°VI-1: schéma synoptique de la commune AMIRA ARRES.....	91
--	----

Figure N°VII-1 : Réservoir hydropneumatique.....	111
Figure N°VII-2 : Cheminée d'équilibre sur une conduite de refoulement.....	111
Figure N°VII-3 : Soupape de décharge.....	112
Figure N°VII-4 : Schéma d'installation du réservoir d'air.....	118

Abréviation

PEHD: Polyéthylène.haute.densité.

ML : Mètre linéaire.

SP : station de pompage.

Cp : cote piézométrique.

Cra : cote radié.

ΔH : pertes de charge.

PNI: pression en un point (NI).

ΔhL : pertes de charge linéaire.

ΔhS : perte de charge singulière.

ΔhT : perte de charge totale.

Hg: Hauteur géométrique.

Hmt: Hauteur manométrique totale.

DRH : Diamètre hydraulique de la conduite.

Dint: Diamètre intérieur.

Dext: Diamètre extérieur.

CTN : cote terrain naturel.

EPA : Environmental Protection Agencé

ADE : Algérienne des Eaux.

APC : Assemblée populaire communale.

DHW : Direction de l'hydraulique de la Wilaya.

DPAE : Direction de la planification, et des affaires économique.

DRHR : Direction des ressources humaines et de la recherche.

PDAU : Plan directeur d'aménagement et de l'urbanisme.

PVC : Polyvinyle de chlorure.

PV: Procès verbal.

MCE : Mètre coulons d'eau.

PN : pression nominal.

SR : station de reprise.

AEP : Alimentation en eau potable.

Résumé :

Le diagnostic des systèmes d'alimentation en eau potable a pour but de présenter l'état des lieux des services d'alimentation en eau potable, et de proposer des solutions techniques appropriées, qui répondent aux préoccupations de l'agglomération, et lui permettant de faire un choix justifié quant aux orientations futures de la gestion de l'alimentation en eau.

L'alimentation en eau potable des collectivités est le résultat d'addition de composantes disparates qui concourent toutes à des échelles variables à la satisfaction de ce besoin primordial. Une étude de diagnostic du système d'AEP devra aborder toutes les composantes de ce système qui peuvent faire appel à plusieurs disciplines différentes.

Dans le but de mieux maîtriser l'exploitation, et le diagnostic du système d'alimentation en eau potable du centre de la commune de Amira Arres, chef lieu Tassaft, d'une part, et pour une répartition équitable des ressources mobilisées d'autre part; on a lancé cette étude et ce pour la rénovation, et la réhabilitation des différents réseaux et équipements.

Dans ce mémoire, nous avons tenté de présenter des armatures générales, sur lesquels pourront se greffer des options à retenir au cas par cas, selon les besoins exprimés. Il aborde successivement les différents aspects répertoriés et regrouper selon un plan, qui pourra être repris dans les dossiers d'études de diagnostic, ou des schémas directeurs. Il décrit pour chaque chapitre les points suivants :

- ✓ Description et contexte ;
- ✓ Contenu étendu de l'étude, avec travaux et investigations complémentaires éventuellement nécessaires, et illustrations souhaitables ;
- ✓ c'est-à-dire la description complète du système d'Alimentation en Eau Potable qui permet de mettre en lumière les dysfonctionnements du réseau et les améliorations à effectuer ;
- ✓ Diagnostic du système d'alimentation en eau potable (adduction, distribution, ouvrage de stockage et de transit, forage et sources...) ;
- ✓ Analyse des résultats du diagnostic ;
- ✓ les éléments pour améliorer le système d'Alimentation en Eau Potable. ...

Mots clés : Diagnostic ,adduction, distribution,fuite , reseau d'AEP

Abstract :

The diagnosis of drinking water supply systems aims to present the current situation of drinking water supply services, and propose appropriate technical solutions that meet the agglomeration concerns, enabling it to a choice justified on future directions for managing the water supply. The drinking water of communities is the result of the disparate components addition which compete all at variable scales to the satisfaction of this vital need. a diagnosis of the AEP system study should address all components of this system which can involve several different disciplines. In order to better control the operation and diagnosis system of drinking water supply of the centre of the commune of Amira Arres, Chief Tassaft, on the one hand, and for an equitable distribution of the resources deployed on the other hand; to launch this study and for the renovation and rehabilitation of the various networks and equipment.

In this brief, we have tried to present General frames, which will be able to graft options to retain the case by case, according to the needs expressed. . It successively addresses issues listed and group according to a plan, that can be included in records of diagnostic studies, or master plans. For each chapter, it describes the following:

- ✓ Description and context;
- ✓ Extended content of the study with work and further investigations may be necessary and desirable illustrations;that is to say full description of the drinking water supply system which allows to highlight failures of the network and improvements to be carried out;
- ✓ Diagnosis of the potable water supply system (supply, distribution, storage and transit, drilling and sources...);
- ✓ Analysis of the results of the diagnosis;
- ✓ The elements to improve the drinking water supply system. ...

Key words: diagnosis, supply, distribution, leakage, AEP network

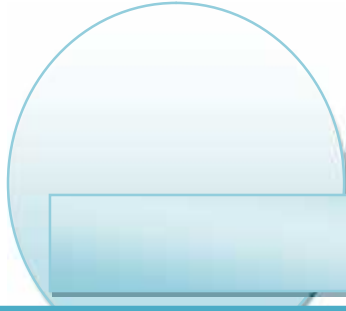
ملخص:

تشخيص شبكة التزويد بالمياه الصالحة للشرب يهدف إلى عرض الوضع الحالي لشبكة التزويد، واقتراح الحلول التقنية المناسبة التي تلبي اهتمامات المنطقة، وتبرير اختيار التوجهات المستقبلية لإدارة وتسير شبكة التزويد بالمياه من أجل تحسين مراقبة الاستغلال ولتشخيص نظام إمدادات مياه الشرب لبلدة عميرة أراس المركز تاصافة، قمنا بإجراء هذه الدراسة لتجديد و إعادة تأهيل الشبكات والمعدات المختلفة من جهة، والتوزيع العادل للموارد المائية من جهة أخرى.

وفي هذه المذكرة، قومنا بتقديم تعزيزات عامة، والتي من شأنها أن توفر الخيارات لتكون كل حالة على حدى، وهذا يتوقف على الاحتياجات والجوانب المختلفة المذكورة والمجمع حسب خطة العمل، والتي يمكن إدراجها كما يلي :

- وصف وسياق الدراسة
- توسيع محتوى الدراسة، مع العمل وإضافة الرسوم التوضيحية المطلوبة والمرغوبة؛
- وصف نظام التزويد بالمياه الصالحة للشرب و تسليط الضوء على أعطال الشبكة وإدخال التحسينات.
- تشخيص نظام التزويد بالمياه الصالحة للشرب (الإمداد والتوزيع ومنشأة لتخزين ، ومصادر الحفر....).
- تحليل نتائج التشخيص.
- عناصر تحسين نظام التزويد بالمياه الصالحة للشرب.

الكلمات المفتاحية: التسرب، شبكة توزيع المياه الصالحة للشرب، التشخيص .



Introduction général

Introduction générale :

Source de vie, l'eau est indispensable à la vie du citoyen, ainsi que l'essor du développement économique.

Il est reconnu que l'eau joue un rôle prépondérant dans le développement sous sa forme générale, économique, sociale et culturelle, et peut en limiter les effets sur le progrès social.

De sorte que la question centrale sous –entendue, est celle des modalités de répartitions des ressources entre tous les (secteurs de l'économie), usagers et corrélativement celles des normes quantitatives qui sont déterminante à tous égards.

En Algérie, aujourd'hui le problème de répartitions de l'eau constitue une préoccupation permanente pour tous les concernés.

Les tensions périodiques qui caractérisent la demande en eau, incitent à une réflexion sur la manière d'aborder ce sujet si important.

Il peut paraître que le territoire algérien dispose de potentialités importantes on ressources hydrauliques, mais il ne saurait être ignoré que ces ressources sont inaccessibles dans leur intégralité.

De la sorte, nous pouvons déduire aisément la nature des problèmes, voire des contraintes majeures qui se posent à tous les stades de l'aménagement et de l'exploitation des ressources en eau.

Le centre d'Amira Arres dans la Wilaya de Mila, comme la majorité des centres urbains d'Algérie possède un système d'AEP vétuste présentant souvent des problèmes techniques dans sa gestion, surtout en matière de taux élevé de fuites, engendrant surtout des problèmes de cross –connexion et nécessitant une prise en charge immédiate.

A cet égard, notre travail a consisté sur une étude de diagnostic du système d'alimentation en eau potable du centre de Amira Arres, afin d'apporter quelques solutions aux problèmes du réseau et de sa gestion.

A ce titre il a été abordé les chapitres suivants :

- Présentation de la ville.
- Termes descriptifs des éléments du réseau d'eau potable de la commune d'AMIRA ARRES et pré-diagnostic.
- Calcul hydraulique du réseau d'AEP de la commune d'AMIRA ARRES.
- La modélisation du réseau sur le logiciel Epanet.
- Les réservoirs.
- Adduction.
- Protection des conduites.
- Solutions et Gestion du réseau.



CHAPITRE I

**Présentation de la commune de
AMIRA ARRES chef lieu TASSAFT**

Introduction :

Les projets d'alimentation en eau potable nécessitent toujours l'étude du site, pour connaître les caractéristiques physiques du lieu et les facteurs qui influent sur la conception de ce projet.

En effet, chaque site présente des spécificités touchant en particulier l'AEP que ce soit :

- ✓ Les données relatives à l'agglomération.
- ✓ Les données naturelles du site.
- ✓ Les données relatives au développement futur de l'agglomération.
- ✓ Les données propres à l'assainissement.

Donc la présentation de l'agglomération est une phase importante pour procéder à l'élaboration de l'étude du diagnostic de TASSAFT chef lieu de la commune AMIRA ARRES.

I-1 Situation géographique et administrative :

I-1-1 Situation géographique :

Le nombre des wilayas à travers le territoire national est de quarante huit (48). MILA est l'une de ces wilayas qui se situe au Nord Est du pays. Elle est limitée par :

- Au Nord : les wilayas de Jijel et Skikda.
- Au Sud : les wilayas de Batna et Oum Lbouaghi.
- A l'ouest : la wilaya de Sétif.
- A l'Est : la wilaya de Constantine.

La wilaya de MILA comprend 13 dairates et 32 communes, parmi eux la commune de AMIRA ARRES et l'agglomération chef lieu s'appelle TASSAFET (Voir la figure N°I-1)[1].

Zone d'étude

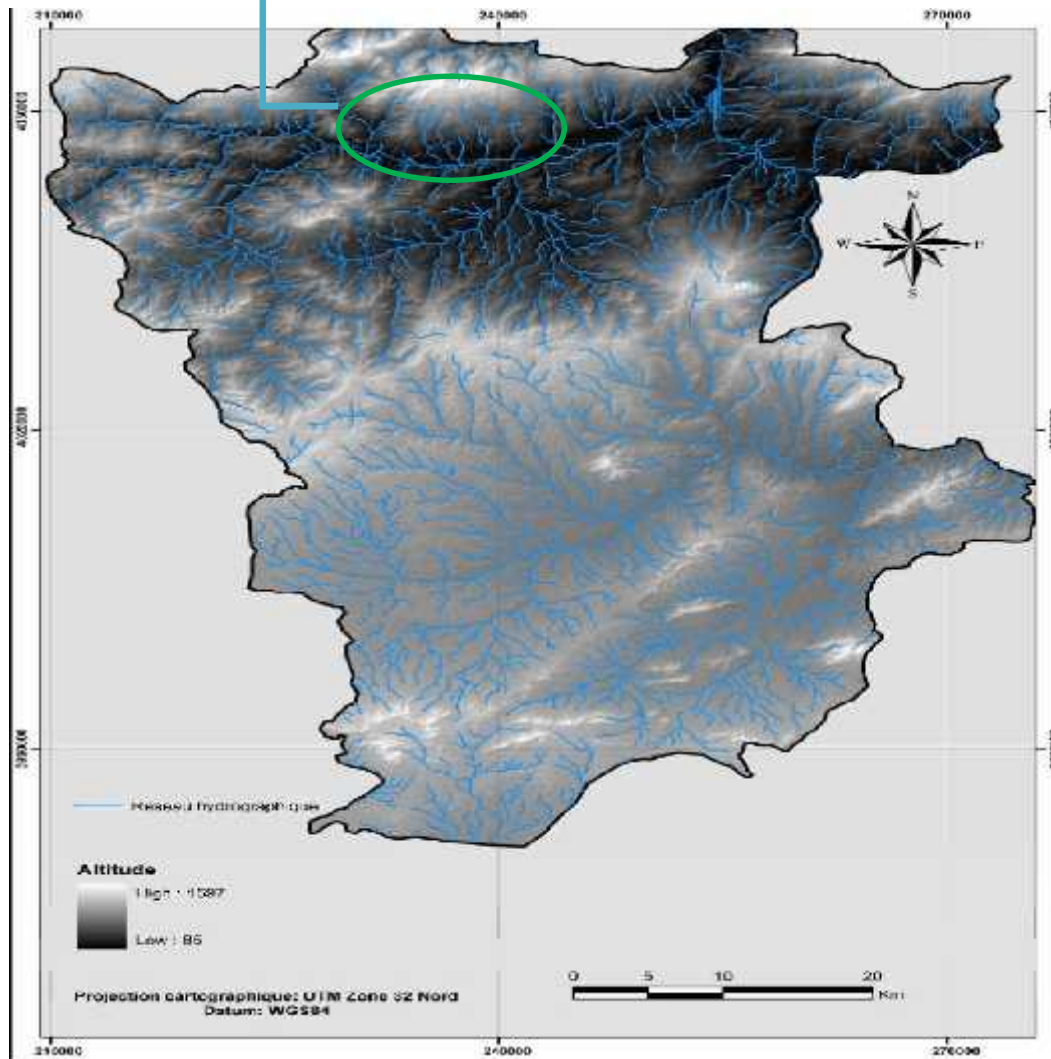


Figure N°I-1: carte hydrographique de la wilaya de Mila[2]

I-1-2 Limites administratives :

Rattachée administrativement à la Daïra de Terrai Beinen, La commune de AMIRA ARRES se situe au nord de la wilaya de Mila elle est limitée :

- Au Nord par la wilaya de Jijel précisément la commune de Boussif Ouled Askeur.
- Au Sud par les communes de Rouached et OuedEndja.
- A l'Est par la commune de Terrai Beinen.
- A l'Ouest par la commune de Tassala Lemetai .

Selon la carte d'état major de la wilaya de Mila (échelle 1/ 50000), le centre de AMIRA ARRES présente les coordonnées suivants : (voir la Figure N°I-2)[1].

X=364.600m.

Y=801.300m.

Z=925.000m.

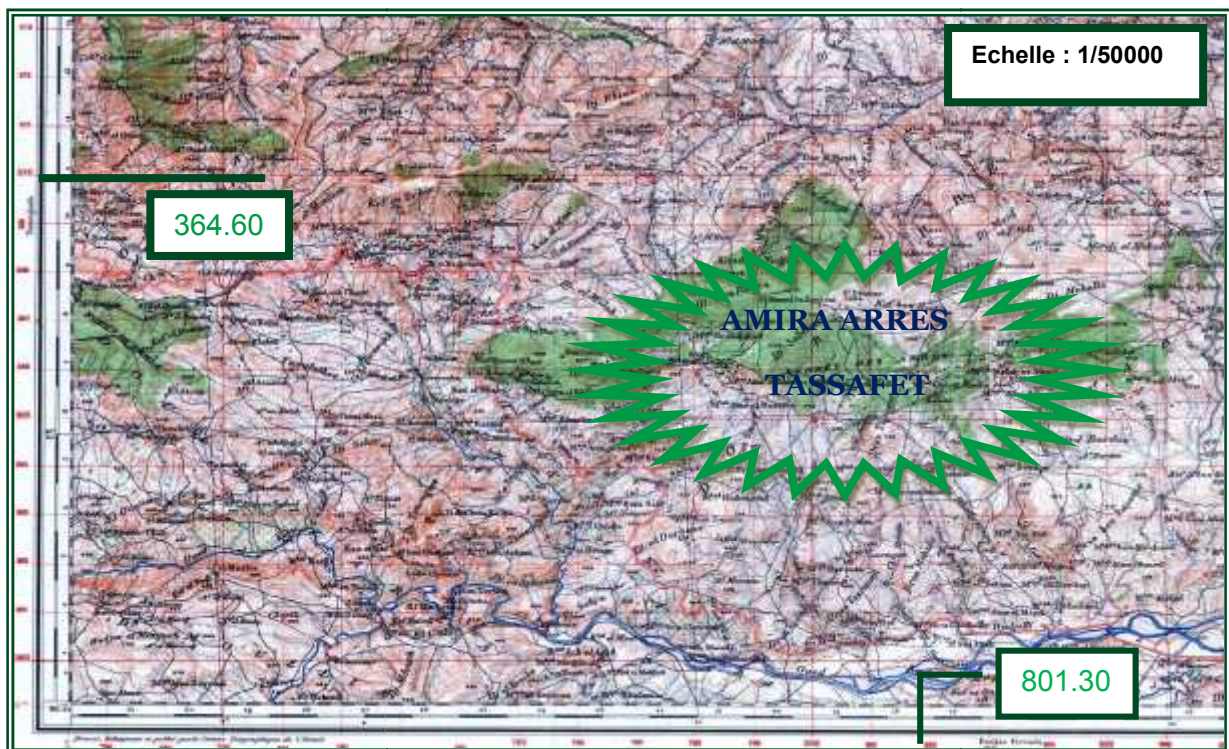
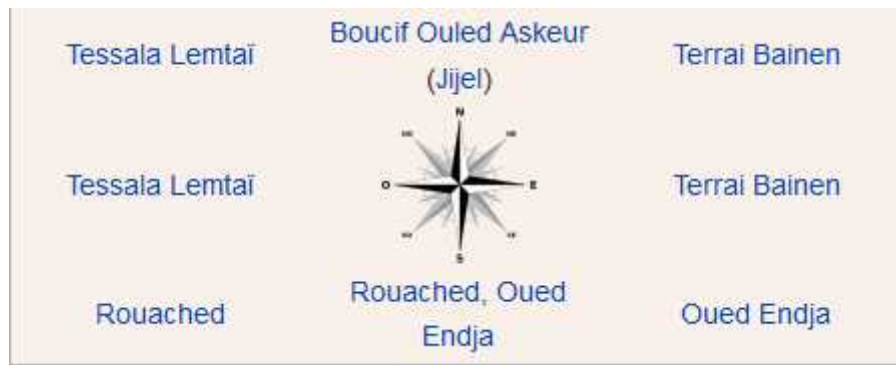


Figure N°I-2 : Extrait de la carte d'état majorde de la Wilaya de Mila [2]

I-2 Situation climatique :

I-2-1 Climat:Le climat de la région chef lieu TASSAFT de la commune AMIRA ARRES est de type continental, caractérisé par une saison froide et humide en hiver et une saison sèche et chaude en été.

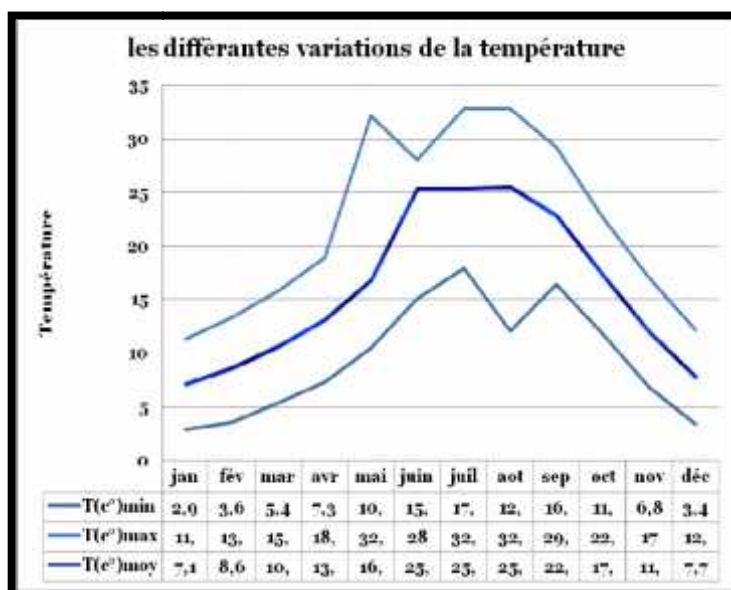
I-2-2 Température:La température maximale enregistrée en été est de 33°C, et la température minimale enregistrée en hiver est de 3°C .La moyenne annuelle enregistrée est de 15,6°C[3].

Le tableau N°I-1 représente les différentes variations de la température :

Tableau N°1-1: les différentes variations de température

MOIS	Jan	fév	Mar	Avr	mai	Juin	juil	Aot	Sep	oct	nov	déc
T(c°)min	2.9	3.6	5.4	7.3	10.5	15.1	17.9	12.1	16.4	11.8	6.8	3.4
T(c°)max	11.3	13.3	15.8	18.9	32.1	28.0	32.8	32.8	29.2	22.7	17	12.1
T(c°)moy	7.1	8.6	10.6	13.1	16.8	25.3	25.3	25.5	22.8	17.2	11.9	7.75

(source :la station de référence de constantine)



FigureN°1-3 :Les différentes variations de la température

I-2-3 Pluviométrie :

Tassaft chef lieu de la commune AMIRA ARRES est situé dans une zone où la pluviométrie moyenne annuelle est égale à 603mm.

La répartition des précipitations est très irrégulière sur l'échelle annuelle.

Le mois le plus humide est le mois de décembre avec une hauteur des précipitations égale à 81,4mm suivi d'un maximum secondaire de 77,83mm au mois de janvier. Tandis que le mois le plus sec est le mois de juillet avec seulement 2,47mm. (Voir la figure N°1-3)[2].

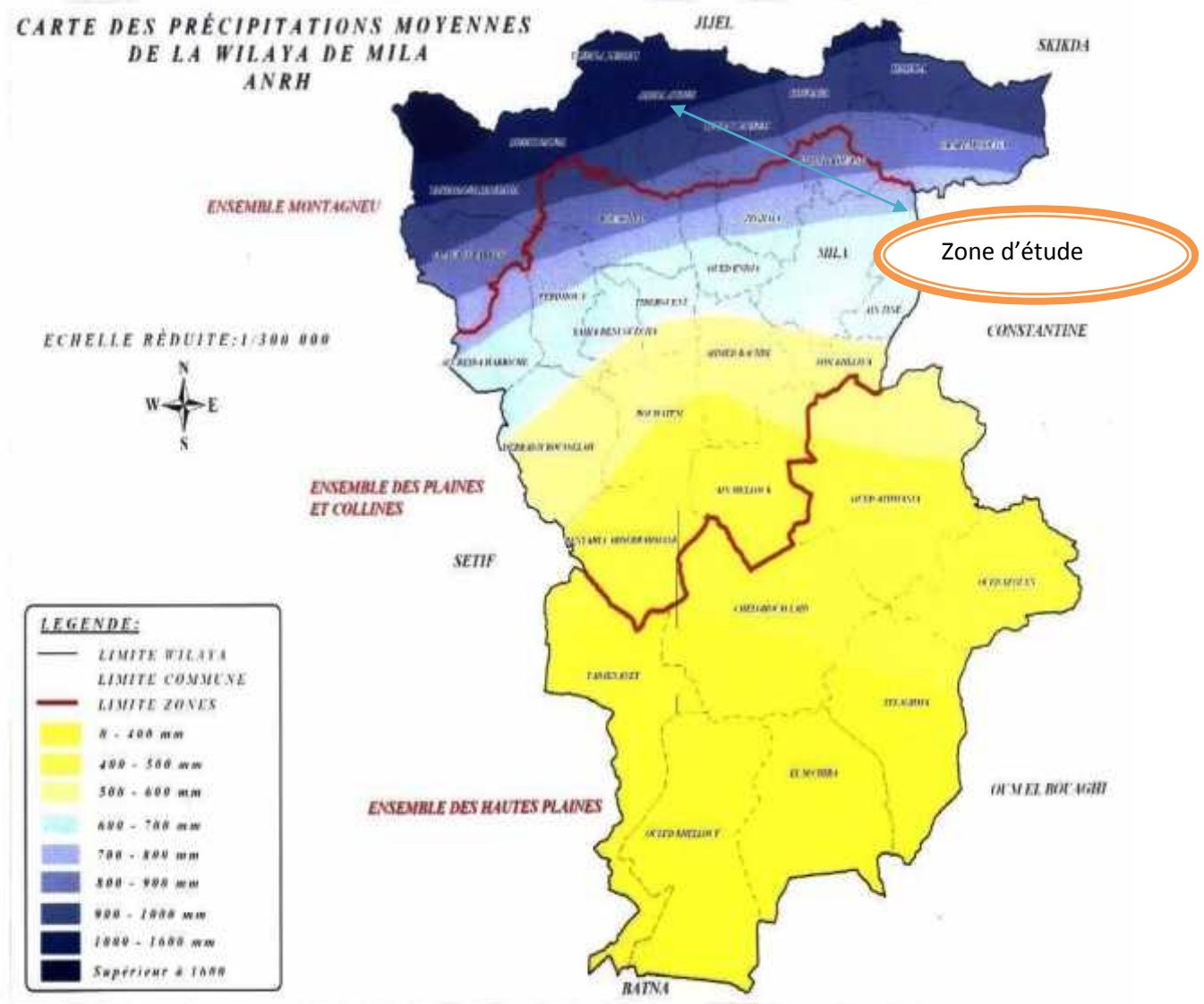


Figure N°I-4 : carte des précipitations moyennes de la wilaya de Mila[2]

Tableau N°I-2 : Les différentes variations de la Pmaxj.

Mois	Jan	Fév	Mar	avr	mai	juin	juil	Aot	sep	oct	nov	déc
Pmaxj(mm)	77.8	45	42.2	44	33	23	2.4	10.5	33.2	31	37.7	81.2

(source : La station de référence de constantine)

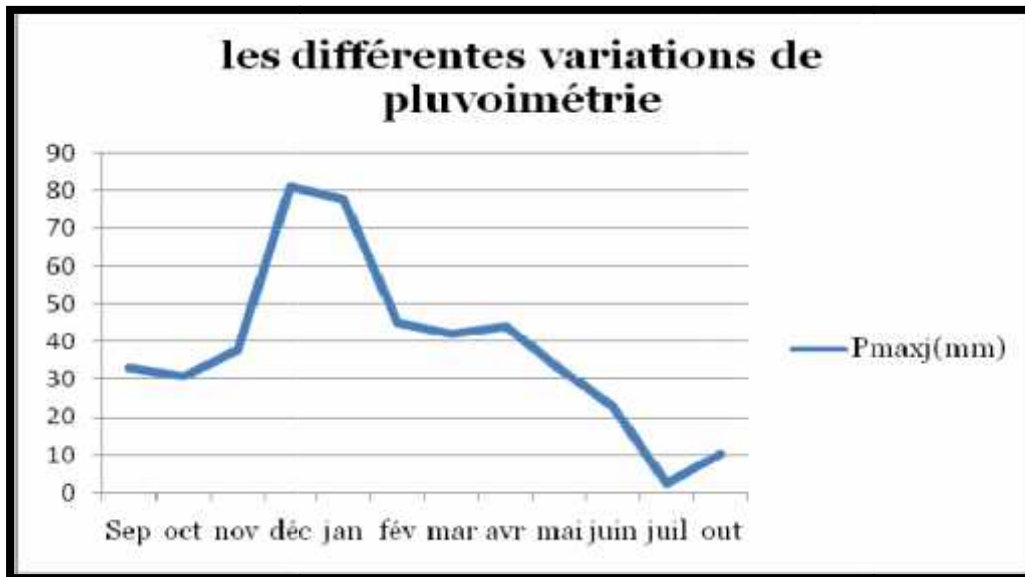


Figure N°I-5 :Les différentes variations de la pluviométrie

I-2-4 Vents :Les vents dominants dans la commune AMIRA ARRES chef lieu Tasseft sont de secteur Nord (NE 22°.NO 27°), Les vitesses moyennes sont de 3m/s environ, sans grande variation d'un mois à l'autre (les minimales à 2.5 m/s et les maximales à 3.2 m/s), d'après les mesures de la station météorologique de Constantine pour la période 1975-1984[3].

Tableau N°I-3 : Les différentes variations des vitesses des vents.

MOIS	Jan	fév	Mar	Avr	mai	juin	Juil	Aot	sep	Oct	nov	déc
Vitesse du vent	2.41	2.71	2.59	2.32	2.18	2.05	2.12	2.08	1.74	2.07	2.29	2.71

(source :la station de référence de constantine)

I-2-5 Humidité de l'air :Lesvaleurs de l'humidité mensuelle moyenne inter annuel, relevées à la station de Constantine sont mentionnées dans le tableau ci- dessous.

TableauN°I-4 : Lesvaleurs de l'humidité.

MOIS	Jan	Fév	mar	Avr	mai	Juin	juil	Aot	Sep	Oct	nov	déc
Humidité Moy(%)	76	76	72	71	68	57	46	52	63	67	75	76

(source :la station de référence de constantine)

I-3 Situations géologiques :

La Figure N°I-6 montre que notre région est caractérisée par des formations géologiques allant de oligocène à Miocènes Antepontien [3]

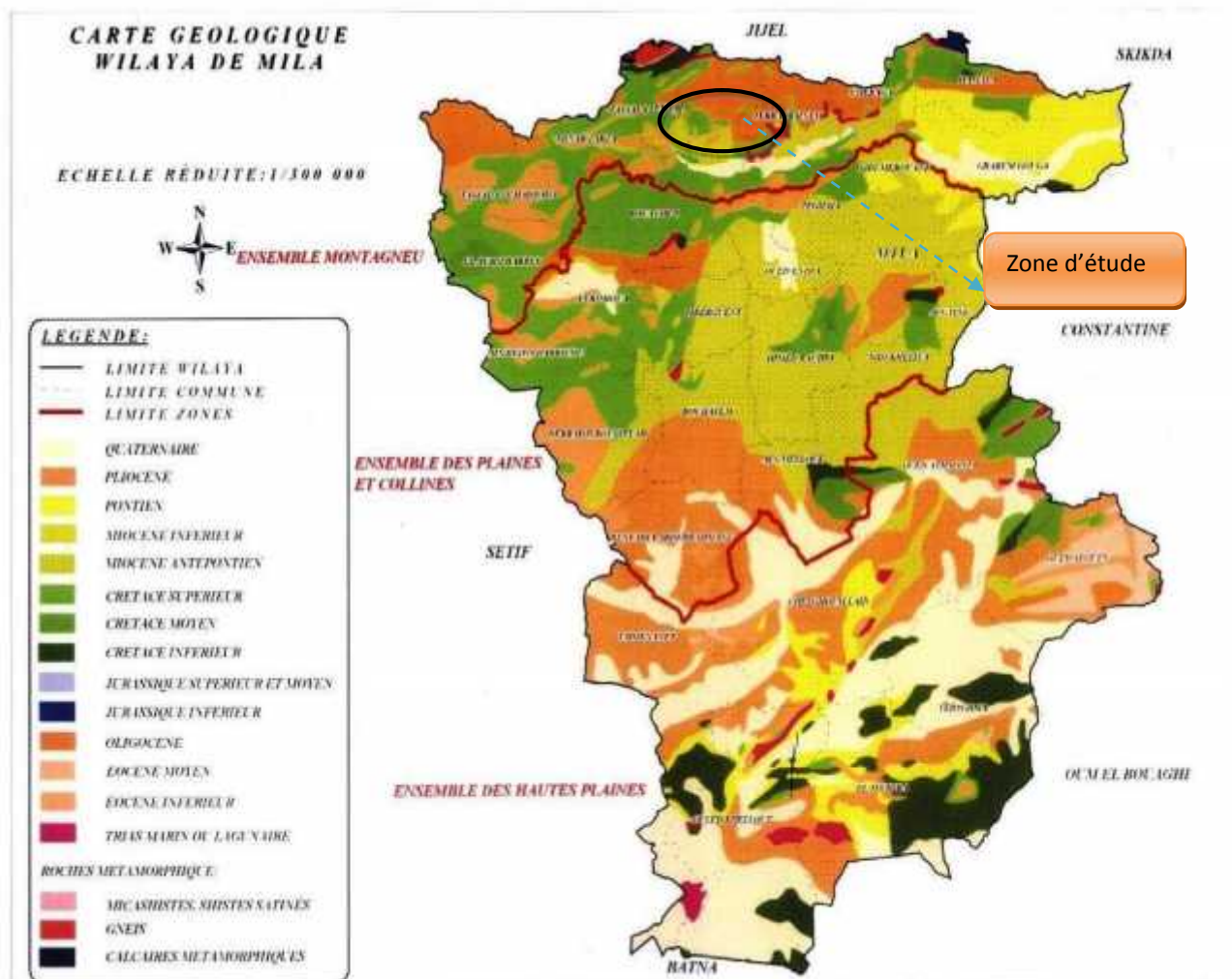


Figure N°I-6 : Carte géologique wilaya de Mila[2]

I-4situation hydrologique:

I-4-1 Ressources en eau superficielles :

De part sa géographie structurale accidentée et morcelée des massifs telliens du nord ; la région nord tassaft chef lieu de la commune AMIRA ARRES est parcourue par un réseau hydrographique dense, constitué de petits cours d'eau alimentant d'importants oueds tels que :

- Oued endja .
- Oued El kebir .

- Oued Rhumel .

l'Oued Rhumel draine la région des hautes plaines (d'Est en Ouest) et dispose d'importants affluents :

- Oued mehari.
- Oued El kebir.
- Oued Athmenia.

I-4-2 Ressources en eau souterraines :

A la limite basse du périmètre de l'étude se trouve la nappe alluviale ouedAnja, qui sert à l'alimentation en eau potable, et pour l'irrigation des petites parcelles agricoles.

La zone concernant l'étude est alimenté actuellement à partir d'une batterie du forage (Am6 –Am7) implantés dans la vallée de Oued Endja.

I -5 Occupations des sols :

Le climat, la géomorphologie et le sous sol de la commune permet les activités suivante :

- L'introduction d'une agriculture pluviale associée à certaines cultures maraîchères à cycle cultural court s'étalant entre les mois de mars et juin au centre et au nord de la commune sur les terrains à potentialité agricole moyenne à faible.

Introduction de l'élevage (en étroite collaboration avec les services concernés) avec l'amélioration du cheptel local on substituant les races fragiles ou inadaptées avec d'autre plus disposées à vivre dans ce milieu montagnard [3].

1- Couvert végétal :

Diversifiée, étendue et riche en flore ; il est d'une rentabilité économique et environnementale précieuse ; son extension est possible sur plusieurs plans et son développement.

2-Revalorisation de l'espace forestier :

Le climat de la commune est favorable au développement des essences forestières notamment dans la partie nord et centrale de la commune qui présentent un niveau altitudinal élevé et des précipitations abondantes et dont il faut :

- ✓ Restituer les espèces les plus réussies de point de vue adaptation climatique et rentabilité économique à savoir le chêne zen et le chêne liège.
- ✓ La lutte contre l'érosion est une des opérations prioritaires pour sauvegarder des terres agricoles.
- ✓ Réalisation de pare feux pour limiter les dégâts des incendies.
- ✓ Ouvertures de piste et entretien de celle existantes pour faciliter l'entretien et l'exploitation de la forêt.
- ✓ Combattre (en étroite coordination avec le secteur concerné) le vandalisme et l'exploitation sauvage de la forêt.
- ✓ Restitution périodique des surfaces endommagées par les feux de la forêt[3].

I-6 Situation démographique et estimation des besoins en eau :

I-6-1 Situation démographique :

Le taux d'accroissement de la commune AMIRA ARRES chef lieu Tassaft est 1.14%. la source DPAT

L'évolution de la population par la formule suivant :

$$P_n = P_0 (1 + t)^n \quad (I-1)$$

Avec :

P_n : population a l'horizon n.

P_0 : population de référence.

t : taux d'accroissement.

n : nombre d'années séparant P_n et P_0 .

Afin d'estimer la population à l'horizon d'étude nous avons pris comme année de référence, celle du RGPH c'est-à-dire l'année 2008.

Par ailleurs l'année de base (année actuelle) de calcul est l'année 2015.

Tassaft : 4658 habitants

Tableau N°I-5 : Estimation de la population pour différents horizons.

Taux d'accroissement	1.14%					
Horizon	/	2015	2020	2025	2030	2040
Populations (hab)	TASSAFET	4658	4930	5217	5521	6184

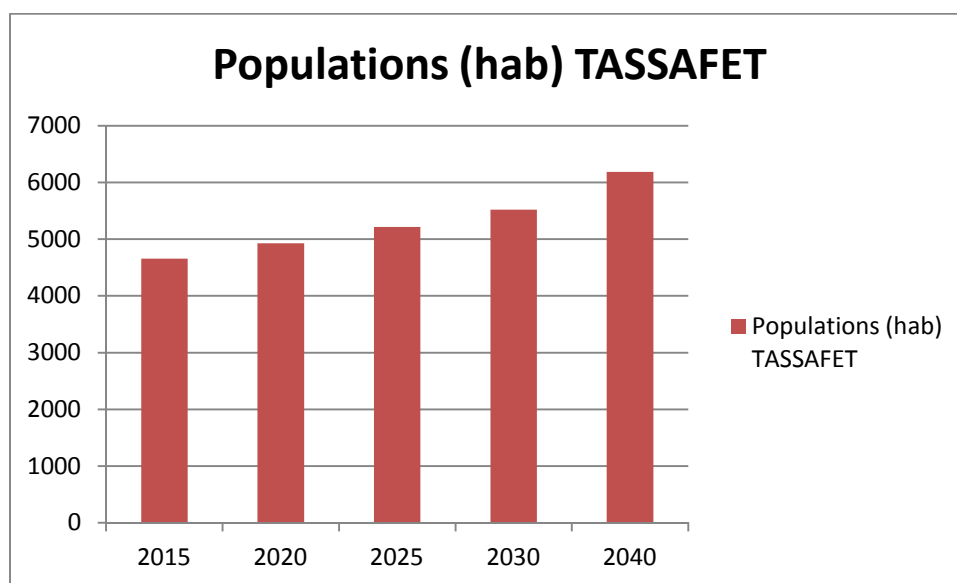


Figure N°I-7 : Estimation de la population pour différents horizons

I-6-2 Estimations des besoins domestiques en eau:

Les besoins domestique sont évalués avec une dotation de 150 l/j/hab.

La consommation moyenne journalière est estimée par la formule suivante :

(I-2)
$$B \text{ dom} = \text{dotation} * \text{nombre d'habitants} / 1000 \text{ (m}^3\text{/j)}$$

Tableau N°I-6 : besoins domestiques en eau pour tassafet.

Année	Population	Augmentation de population	Dotation	B dom
	Hab	Hab	l/j/hab	M ³ /j
2015	4658	/	150	698.7
2020	4930	272	150	739.5
2025	5217	287	150	782.55
2030	5521	304	150	828.15
2040	6184	663	150	927.6

I-6-3 Estimations des besoins publics en eau :

La quantité d'eau potable nécessaire à l'agglomération est déterminée par la dotation hydraulique, c'est la norme moyenne journalière de consommation.

Besoins scolaires :

Tableau N°I-7 : Besoins scolaires.

Equipements	Capacité élèves	Dotation l/élèves/j	Besoins M ³ /j
C.E.M	748	10	7.48
ECOLE	424	10	4.24
TOTALE			11.72

Besoins sanitaires :

Tableau N°I-8 : Besoins sanitaires.

Equipements	Capacité	Dotation l/mal /j	Besoins M ³ /j
AMG	01	1000	1

Besoins administratifs :

Tableau N°I-9 : Besoins administratifs.

Equipements	Capacité	Dotation l/mal /j	Besoins M ³ /j
APC	01	1000	1
POSTE PTT	01	1000	1
TOTALE			2

Besoins culturels :

Tableau N°I-10 : Besoins culturels

Equipements	Capacité	Dotation l/Fidel /j	Besoins M ³ /j
Mosquée	600	20	12
Scout	100	10	1
TOTALE			13

Besoins commerciaux :

Tableau N°I-11 : Besoins commerciaux

Equipements	Capacité	Dotation l/u/j	Besoins M ³ /j
Douche	10 chambres	2000	2
Café	06	2000	12
Restaurant	03/100 repas	35	10.5
Pâtisserie	01	2000	2
Totale			44.5

I-7 Etude de la variation des débits :

I-7-1 Détermination des débits moyens journaliers :

Les débits moyens journaliers sont augmentés par un taux de 20% des besoins moyens. Ce taux représente les pertes moyennes dans le réseau.

(I-3)

$$Q_{moy_j} = \text{Besoins totaux} + \text{Source}$$

Tableau N°I-12 : Débits moyens journaliers

Horizon	Actuel 2015	2020	2025	2030	2040
Besoins domestique (m³/j)	698.7	739.5	782.55	828.15	927.6
Besoins publics (m³/j)	72.22	548.12	548.12	548.12	686.62
Besoins totaux (m³/j)	770.92	1287.62	1330.67	1376.27	1614.22
pertes d'eau (source) 20%	154.18	257.52	266.13	275.25	322.84
Q moy (m³/j)	925.10	1545.14	1596.8	1651.52	1937.06

I-7-2 Détermination du débit maximal journalier :

Il est défini comme étant le produit de coefficient maximum journalier (K_{maxj}) « 1.10/1.30 » par le débit moyen journalier.

Nous prenons une valeur moyenne de $K_{maxj}=1.20$, les débits maximum journaliers à différents horizons sont représenté dans le tableau, N°I-13 :

$$Q_{max_i} = k_{max} * Q_{moy_i} \quad (I-4)$$

Kmax : il définit comme étant le rapport entre la consommation moyenne journalière et la consommation de la journée la plus chargée de l'année.

Tableau N°I-13 : Débit maximal journalier

Horizon	Actuel 2015	2020	2025	2030	2040
Q moy (M³/j)	925.10	1545.14	1596.8	1651.52	1937.06
K max j	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
Q max j (M³/j)	1110.12	1854.16	1916.16	1981.82	2324.47

I-7-3 Détermination du débit de pointe horaire :

Le débit de pointe horaire est la valeur de la consommation à l'heure (de la journée de l'année) la plus chargée

$$q_{ph} = (Q_{moyj}/24) * K_p \quad (I-5)$$

Avec :

q_{ph} : débits de pointe horaire (m³/h).

Q_{moyj} : débits moyens journaliers (m³/j).

K_p : coefficient de pointe horaire.

Méthode de calcul du Kp :

On a :

(I-5)

$$q_{ph} = (Q_{moyj}/24) * Kp$$

Avec :

Kp : est donnée par la relation :

(I-6)

$$Kp = K_{maxj} * K_0$$

Kmaxj : le coefficient maximum journalier.

Le calcul de K₀ :

K₀ est donné par :

$$k_0 = \alpha_{max} * \beta_{max}$$

(I-7)

- **αmax** est un coefficient qui tient compte des équipements de l'agglomération, du régime de travail des industries, sa valeur varier entre 1.2 et 1.4
- quand à **βmax** c'est un coefficient qui tient compte du nombre d'habitants, sa valeur peut être obtenue à partir du tableau ci-dessous donnant βmax et βmin en fonction du nombre d'habitants.

Tableau N°I-14 : Valeurs de β à fonction de nombre d'habitants

Population *10 ³	1	1.5	2.5	4	6	10	20	30	100	300	≥1000
βmax	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.1	1.03	1.0
Bmin	0.1	0.1	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.6	0.7	0.83	1.0

Tableau N°I-15 : Débit de point horaire.

Horizon	Nombres d'habitants	Qmoyj m ³ /j	α_{max}	β_{max}	k max j	K0	Kp	Qph (l/h)	
Actuel 2015	4658	925.10	1.3	1.47	1.2	1.91	2.29	88.26	
Court terme 2020	4930	1545.14	1.3	1.45	1.2	1.88	2.26	146	
Moyen terme	2025	5217	1596.8	1.3	1.43	1.2	1.85	2.22	148
	2030	5521	1651.52	1.3	1.42	1.2	1.84	2.20	151
Long terme 2040	6184	1937.06	1.3	1.39	1.2	1.80	2.16	174	

Valeurs de β_{max} mentionnés dans le tableau (N°I-15) sont obtenues conformément à la méthodologie de l'exemple ci-après :

En l'an 2015 la population est de 4658 habitants composé entre 4000 et 6000 habitants et ceci selon le tableau (N°15) donc :

Pour 4000 habitants correspond un $\beta_{max}=1.5$

Pour 6000 habitants correspond un $\beta_{max}=1.4$.

Pour une augmentation de 2000 habitant le pas de β_{max} diminue de -0.1.

Donc pour une population de 4658 habitant nous aurons :

2000 hab ==> -0.1

4 658 hab ==> X

$$X = (-0.1 * 4658) / 2000 = -0.03$$

Donc pour 4658 habitant **Bmax=1.47**

I-8 Besoins en équipements : C'est un récapitulatif

I -8-1 Besoins totale d'équipements publics existants :

Tableau N°I-16 : Besoins totale des équipements publics existants

Equipements	Besoins M ³ /j
Besoins scolaires	11.72
Besoins sanitaires	1
Besoins administratif	2
Besoins culturels	13
Besoins commerciaux	44.5
TOTALE	72.22

I-8-2 Besoin en eau des équipements pour le court et le moyen terme :

Tableau N°I-17 : Besoin en eau des équipements pour le court et le moyen

Equipements scolaire	Besoins m³/j
A.E.F 1et2 cycles	35
C.E.M	55
Lycées	110
Equipement culturel	Besoins m³/j
Mosquées	10
bibliothèque commune	8
centre culturel	7
terrain de sport en plain aire	72
salle de sports	7.2
terrain de football	31.2
Equipement commerciaux	Besoins m³/j
marchet couvert	15
commerce spécialisé	7.5
Equipement sanitaire	Besoins m³/j
Polyclinique	48
Equipements	Besoins totaux m³/j
équipement scolaire	200
équipement culturel	135.4
équipement administratif	70
équipement commerciaux	22.5
équipement sanitaire	48

I-8-3 Besoins totale des équipements publics en 2040 :

Tableau N°I-18 : besoins totale des équipements publics

Equipements	Types	Nombres	Surface m ²	Totale surface m ²	Dotation l/j /u	Besoins M ³ /j
A.E.F 1 ^{er} et 2 cycles	12 class	1	7000	7000	5	35
C.E.M	15class	1	11000	11000	5	55
lycée	1000élèves	1	22000	22000	5	110
polyclinique	-	1	4000	4000	12	48
salle de sport	type1		1800	1800	4	7.2
terrain de football	/	1	7800	7800	4	31.2
TERRAIN DE SPORT EN PLIEN AIRE	/	6	3000	18000	4	72
CENTRE CULTUREL	/	1	1400	1400	5	7
bibliothèque communale	/	1	2000	2000	4	8
mosquée	/	1	2000	2000	5	10
commerces spécialisés	0.1 m ² /hab	/	1500	1500	5	7.5
marché couvert	/	2	1500	3000	5	15
gare routière	/	2	7000	14000	5	70
Totale						475.9

I-8-4 Besoin en équipements à long terme :

Tableau N°I-19 : Besoin en équipements à long terme

Equipements	Types	Nombres	Surface m ²	Totale surface m ²	Dotation l/j /u	Besoins M ³ /j
CFPA	/	1	10000	10000	5	50
Terrain de sport en plein aire	/	2	3000	9000	4	36
Maison de jeunes 250	/	1	1000	1000	5	5
Protection civile1	/	1	2000	2000	20	40
Commerces spécialisés	0.1m ² /hab	/	1500	1500	5	7.5
Totale						138.5

Conclusions :

Ayant défini des données concernant notre agglomération du point de vue géologique, géographique, climatologique, localisation, Besoin en équipement.

Nous aboutissons à l'élaboration de notre étude d'alimentation en eau potable.



CHAPITRE II

**Termes descriptifs des éléments du
réseau d'eau potable de la commune
AMIRA ARRES chef lieu TASSAFT et
pré-diagnostic**

Introduction :

Sectorisation (comme outil de diagnostic) Outil de diagnostic de l'état et du fonctionnement du réseau à un instant donné, mais surtout un outil de gestion du patrimoine quotidien.

La sectorisation consiste à décomposer un réseau en un ou plusieurs niveaux de sous réseaux pour lesquels les volumes mis en distribution sont mesurés de façon permanente ou temporaire.

La pose de compteurs au niveau des secteurs de distribution, permettra la réalisation de mesures hydrauliques qui vont définir les volumes de pertes de chaque secteur de distribution.

Ces mesures vont en outre permettre les calculs des indices et ratios servant à caractériser l'état général du réseau ainsi que le volume nécessaire aux abonnés de chaque secteur.

II-1 Présentation des installations existantes :

Le système d'alimentation en eau potable propre à la commune de AMIRA ARRES chef lieu tassaft se divise en deux parties :

- partie adduction refoulement.
- partie distribution.

On ce qui concerne la partie adduction refoulement, la chaîne de refoulement commence à partir des deux forages ; situé dans l'Oued Endja, et avec un forage récemment mobilisé, situé à Tassaft haute.

Le réseau de distribution existant est de type mixte, il se compose de la conduite principal en PEHD, de réservoir de capacité $w=2*500m^3$ et un outreréservoir de capacité $W=500m^3$.

La distribution d'eau potable au niveau de Tassaft est divisée en deux zones :

- zone haute ; $W=500m^3$.
- zone basse ; $W=2*500m^3$ [1].

II-1-1 Ressource existantes :

II-1-1-1 Forages :

1- Forage AM6 :

Sa date de réalisation est du 28/03/92 au 30/04/93 son débit mobilisé est de 25l/s; refoule l'eau vers la station de reprise N1[1].

2 - Forage AM7 :

Projeté en: mars 1993 refoule l'eau vers la station de reprise N1 son débit mobilisé est de 20l/s.

3 - Forage Tassaft :

Réalisé en 30/05/08 – 05/12/09 par l'entreprise BOUAZIZ OUNIS son débit mobilisé est de 4l/s [1].

II-2 Ouvrage de stockage :

Le stockage d'eau de la commune AMIRA ARRES chef lieu Tassaft se fait à l'aide d'un réservoir d'une capacité de 500 m³ dans la zone haute et d'un réservoir de capacité 2*500m³ dans la zone basse.

II-3 Réseau d'adduction :

Dans le but d'améliorer dans l'immédiat la situation d'exploitation et de gestion des infrastructures hydrauliques existantes de l'adduction pour la commune AMIRAARRES chef lieu Tassaft , il ya lieu d'effectuer ce qui suit :

- Augmenter le Temps de pompage jusqu'à dix huit et même vingt heures par jour.

C'est -a-dire un pompage durant la nuit. Ceci apporté une production supplémentaire égale a 540m³/j.

-Prévoir toujours une pompe de secours au niveau du forage et au niveau de chaque station de pompage.

-Prévoir les moyens d'intervention, en l'occurrence la grue télescopique pour le forage pour pouvoir intervenir dans les meilleurs délais possibles.

II-3-1 Forage AM6-AM7 → stations de reprise N1 :

Depuis les forages AM6-AM7 les eaux sont refoulées par des pompes immergées et au moyen d'une conduite en PEHD d'une :

- Longueur : L : 1621.50ml.
- Diamètre Nominal : 200mm.
- Pression Nominal : 20bars.
- Hauteur Géométrique : 193.73m.

Pour ce qui est de la station de pompage N1 réalisé en 1992.

-bâche de capacité 500m³.

-existence de tous équipements hydromécaniques et électromécaniques (Pompes, réservoir d'air anti-bélier, ventouse) [1].



Figure N°II-1 : Station de reprise N°01 vue extérieure[2]

II-3-2 Station de reprise N1→Station de repriseN2 :

Pour ce qui est de la conduite de refoulement du tronçon depuis la SR N°1 jusqu'au SR N°2 est en acier enrobé de diamètre DN160mm d'une :

- Pression Nominal : 20bars.
- Longueur : L₁1914.86ml.
- Hauteur Géométrique₁180.32m.

Pour ce qui concerne STP2 est réalisé en: 1992.-existence de tous les équipements hydromécanique et électromécanique (Pompes, réservoir d'air anti-bélier, ventouse) [1].



Figure N°II-2 : Station de reprise N°02 vue extérieure[2]

II -3-3 Station de repriseN2→Station de repriseN3 :

Conduite de refoulement STP2-STP3 :

- Matière : PEHD.
- Diamètre Nominal : 160mm
- Pression Nominal : 20bars.
- Longueur : L₂655.94ml.
- Hauteur Géométrique : 133.58m.

Concernant la STP3 réalisée en: 1992.

- Réservoir existant d'une capacité de 500m^3 .
- Existence de tous les équipements hydromécanique et électromécanique (Pompes, réservoir d'air anti-bélier,ventouse)[1].



Figure N°II-3 :Station de reprise N°03 vue extérieure[2]

II-3-4 Station de reprise N3→Réservoir TASSAFET $2*500\text{M}^3$:

- Conduite en :PEHD.
- Diamètre Nominal : 160mm.
- Pression Nominal : 20bars.
- Longueur : $L=1437.15\text{ml}$.
- Hauteur Géométrique : 203.52m.

Concernant le réservoir existant : deuxréservoirs jumelé, d'une capacité de $w=2*500\text{m}^3$ [1].



Figure N°II-4:réservoir $w : 2*500\text{m}^3$ [1].

II-3-5 Forage TASSAFT→ Réservoir TASSAFET 500M^3 :

Conduite forage TASSAFT – Réservoir TASSAFT 500M^3

- Conduite en :PEHD.
- Diamètre Nominal : 75mm.
- Longueur : $L= 200\text{ml}$.

- Hauteur Géométrique :14.49 m[1].



Figure N°II-5:Réservoir w : 500m³[2]

II-4 Recherche des fuites :

II-4-1 Dysfonctionnement des réseaux d'eau et problématique des fuites :

Le rôle d'un gestionnaire du réseau d'eau potable, c'est fournir aux usagers l'eau en quantité suffisante, et de meilleure qualité possible ; pour cela il dispose d'installations visible en surface ; comme les stations de traitement, les réservoirs ainsi que des réseaux de canalisations qui sont enfouis dans le sol. Ces installations, une fois construites font l'objet de dégradations dues au temps ou à la corrosion et doivent être surveillées, contrôlées, et entretenues.

Le temps et l'action des différents phénomènes (le sol corrosif, contrainte mécaniques, surpression, etc.) contribuent à la dégradation des canalisations d'un réseau, et de ces accessoires. Une combinaison de ces phénomènes va accélérer la détérioration des conduites. L'augmentation du nombre des interventions, des casses observées sur le réseau, ainsi qu'une dégradation de la qualité de l'eau transportée représente des indicateurs du vieillissement du réseau[4].

II-4-1-1 Vieillessement d'un réseau d'eau :

1) Définition du vieillissement d'une conduite d'eau potable :

Le vieillissement d'une conduite correspond à sa dégradation dans le temps, celle-ci donnant lieu, soit à certains dommages, soit au mauvais fonctionnement hydraulique du réseau.

2) Mauvais fonctionnement hydraulique du réseau engendré par le vieillissement d'une conduite :

- **Chute de pression** : Une conduite en service ; aura un diamètre diminué

- **Fuites diffuses** : Dues aux détériorations des joints ou à la corrosion des tuyaux. Une forte augmentation de leur nombre, peut avoir une incidence directe sur le réseau et diminuer le rendement.

- **Ruptures** : Dues à l'action combinées de la corrosion sur la conduite et du glissement de sol (vibration, séisme, travaux divers). Une rupture peut entraîner une intervention sur le réseau de plusieurs heures, pendant laquelle les abonnés sont éventuellement privés d'eau, ou bien subissent une chute de pression.

Chacune de ces détériorations engendre en outre certains dommages qui sont :

- Des pertes d'eau, d'où une augmentation de la production ;
- Des pertes en énergie (augmentation du temps de pompage) ;
- Des interventions sur le réseau ;

3) Dommages divers engendrés par le vieillissement d'une conduite :

3-1 Détérioration de la qualité de l'eau :

On peut distinguer deux types de dommages, liés à la dégradation de la qualité de l'eau. Le premier est celui qui engendre la non potabilité de l'eau. Il faut alors élaborer un nouveau traitement rendant cette eau potable. Le deuxième concerne l'augmentation du nombre de plaintes des abonnés dû à une apparence négative de l'eau (odeur, couleur, goût). Ceci entraîne alors une baisse d'image de marque de service exploitant[4].

• Fuites diffuses :

Ces fuites peuvent déstabiliser la conduite en érodant le lit de pose, d'où rupture au niveau des points fragiles du tuyau.

• Ruptures

Elles peuvent avoir des incidences indirectes :

- ✓ **Inondation** : D'où coupure de trafic sur la chaussée concernée, ou dommage chez un particulier.
- ✓ **Coupure d'eau** : Donc dommages causés notamment aux industries ou aux centres de santé.
- ✓ **Plaintes des abonnés** : Chacun de ces dommages engendre des coûts indirects, qui peuvent être souvent nettement supérieurs aux coûts directs de main d'œuvre pour effectuer la réparation[4].

Le vieillissement de la conduite ne correspond pas à un seul phénomène ayant lieu sur la conduite mais plutôt à l'action de plusieurs facteurs propres à la conduite et son environnement. Le paragraphe suivant montre l'évaluation effective du vieillissement à partir des différents phénomènes précédents.

II-4-1-2 Évaluation du vieillissement d'une conduite :

1) La qualité de l'eau :

Le phénomène de vieillissement ne peut être quantifié directement, mais à partir des phénomènes par lesquels il se manifeste. La mesure de la dégradation de la qualité de l'eau peut permettre de caractériser l'état de la ou des conduites proche du point de mesure, ou de l'endroit où a eu lieu de plainte d'un abonné. Elle peut renseigner sur l'état de corrosion de la conduite pour ce qui concerne les conduites métalliques. C'est le cas lorsque des produits de corrosion sont transportés à travers le réseau.

On a par exemple du phénomène d'eau rouge, qui correspond à l'oxydation d'ions ferreux en ions ferriques principalement dans les eaux douces, acides ou désaérées. Certaines autres substances comme le manganèse peuvent également entraîner la coloration de l'eau (la noire).

On peut également être renseigné sur la corrosion bactérienne, en examinant les teneurs en bactéries du fer 1 ou sulfatoréductrices². Un mauvais état des joints ou des conduites en matière plastique peut également altérer la qualité d'eau, du fait de l'introduction de substances provenant de l'extérieur, comme des hydrocarbures.

A fin de bien connaître le vieillissement, il est important d'étudier la corrélation entre l'âge de la conduite et l'apparition d'une mauvaise qualité de l'eau.

Cependant il est très difficile d'identifier la conduite « malade », car on ne peut dire avec précision quelle est celle qui a détérioré la qualité de l'eau[5].

2) La diminution de la capacité de transport :

Cette valeur correspond à la diminution du diamètre interne de la conduite ou à l'augmentation de la rugosité. Ceci est engendré par l'entartrage calcaire sur les conduites non revêtues d'un revêtement interne, mais aussi par l'apparition de protubérances dues à des produits de corrosion. La diminution de la capacité de transport se manifeste :

- Soit par la mise en évidence de l'augmentation des pertes de charges sur le réseau ou sur une partie, cette augmentation est non induite par l'augmentation de la consommation.
- Soit par la modélisation hydraulique du réseau.
- Soit par une comparaison entre des observations (pas assez de pression ou débit au niveau des habitations) et les débits théoriques entendus en certains points du réseau.
- Soit à partir d'échantillons de canalisations prélevés directement sur le réseau, et l'analyse de ces échantillons. Cependant ces relevés demeurent ponctuels et leurs interprétations sont difficilement généralisables.

Le nouveau diamètre ou le nouveau coefficient de rugosité estimé ou mesuré sur une conduite, donne alors un état de son entartrage. Si cela est possible on peut là aussi définir la corrélation pouvant exister entre la dégradation de la conduite et certains facteurs comme son âge, sa nature, la qualité de l'eau à l'entrée dans le de réseau[5].

II-5 Problématique des fuites :

Les fuites engendrent des pertes qui peuvent être de deux types:

- Les pertes au niveau d'adduction qui surviennent dans le cas où il y a des transferts d'eau très importants, entre la production et la mise en distribution. L'absence de comptage tant à l'amont qu'à l'aval ne permet pas d'évaluer ces pertes.
- Les pertes en distribution qui correspondent à la différence entre le volume d'eau distribué et le volume d'eau consommé. Elles sont due aux :
 - Fuites au niveau des joints,
 - Fuites aux différentes prises de branchement,
 - Fuites sur branchements ;
 - Cassures des conduites ;
 - Erreurs de comptage ;
 - Eaux piratées (branchements illicites)[5].

II-5-1 Types des fuites :

L'EPA (Environmental Protection Agency) a regroupé et utilisées des données sur les fuites ou ruptures dans plusieurs services Américains. Les données recueillies ne sont pas toujours basées sur les mêmes définitions concernant les fuites. On peut distinguer :

❖ Les fuites (leakrepair) :

Ce sont tous les événements entraînant une réparation sur les conduites, les hydrants, les branchements qui sont :

- * Les fuites sur tuyau (main leak).
- * Les fuites sur joints (joints leak).

❖ Les ruptures sur conduites (main break) :

Elles représentent les défaillances structurelles du tuyau ou de l'emboîtement ; dus à une surcharge excessive, une détérioration du lit de pose, un contact avec les autres structures, la corrosion, ou une combinaison entre ces conditions.

On remarque que les définitions précédentes différencient surtout les fuites sur conduites de celles ayant eu lieu sur les différents organes du réseau (vannes ; pompes) par la suite on distingue aussi les fuites et les ruptures.

❖ La défaillance :

Est une rupture ou une fuite apparente nécessitant une intervention sur le réseau. Elle peut avoir lieu soit sur tuyau, soit sur le joint. Ceci exclut les fuites ayant lieu sur les branchements, ainsi que celles ayant lieu sur les organes du réseau, tels que les pompes, les vannes, les hydrants et autres organes régulateurs.

La limite entre rupture et fuite n'est pas toujours bien définie ; **une rupture** est une fuite, mais **une fuite** n'est pas obligatoirement une rupture, ces fuites peuvent être visibles ou non. Elles sont classées en deux types :

• Les fuites diffuses

• **Les ruptures (défaillances) ou les fuites apparentes [5].**

II-5-1-1 Les fuites diffuses :

Les fuites diffuses sont mises en évidence lors des mesures bien spécifiques, ou lorsque la tranchée d'une conduite est ouverte. Elles n'entraînent pas en général de réparations sur la conduite. Ce sont celles qui en général abaissent le rendement d'un réseau, et ne lui permettent pas d'avoir une valeur supérieure de 90% à 95 %.

Elles caractérisent, soit une fragilisation du tuyau par de petites ouvertures, soit un mauvais état des joints ; qui devient alors poreux. On peut les constater de manières différentes :

- Par le constat d'une diminution importante du rendement du réseau ;
- Par une augmentation croissante de la consommation de nuit ;
- Soit par des campagnes de mesures sur terrain, par des techniques de corrélation acoustique. Ce genre de mesure permet de retrouver précisément quelles sont les conduites les plus dégradées.

L'état de conduite est alors déterminé par le nombre et la taille des fuites que l'on peut détecter[5].

II-5-1-2 Les ruptures (défaillances) ou les fuites apparentes :

Ces fuites (ruptures) qui entraînent automatiquement des interventions sur le réseau, on l'appelé par la suite **défaillance**. Elles sont mise en évidence, soit parce qu'elles entraînent, au niveau de la chaussée, une inondation plus au moins importante, soit parce que l'on constate une augmentation brutale de la consommation de nuit. Dans ce cas on peut trouver l'endroit de la rupture avec précision ou de la fuite avec un jeu de vannes. Ces casses caractérisent un mauvais état de la conduite et une certaine fragilisation ; elles peuvent avoir lieu à la suite d'une corrosion dans le temps de la conduite reliée à un mouvement de sol ou une augmentation de la pression interne. Elles correspondent soit à une diminution de la paroi de la conduite, soit à la formation de trous (**voir la figure N°II-7.a**).

En général ces ruptures sont différentes selon le diamètre. En fonction du diamètre et du type de défaillances ; **les ruptures transversales(voir la figure N°II-7.b)** ont lieu surtout sur les petits diamètres, alors que les gros diamètres subissent plutôt **des ruptures longitudinales ou des piquages(voir la figure N°II-7.c)**. Elles peuvent également concerner les fuites au niveau des joints (pour les diamètres plus élevés (**voir la figure N°II-7.d**)) qui, en fonction de leurs importances, deviennent apparentes[5].



Figure N°II-6 : Une conduite ayant subi une rupture.

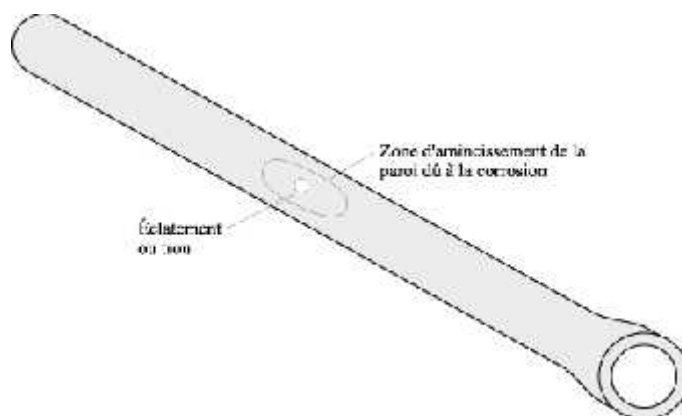


Figure N°II-7.a : Différents types de ruptures des conduites d'eau potable (Eclatement)[5].

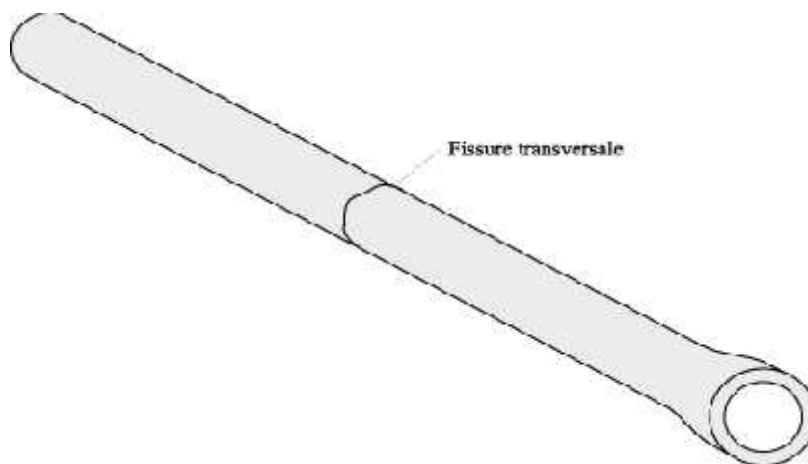


Figure N°II-7.b : Différents types de ruptures des conduites d'eau potable (Fissure transversale)[5].

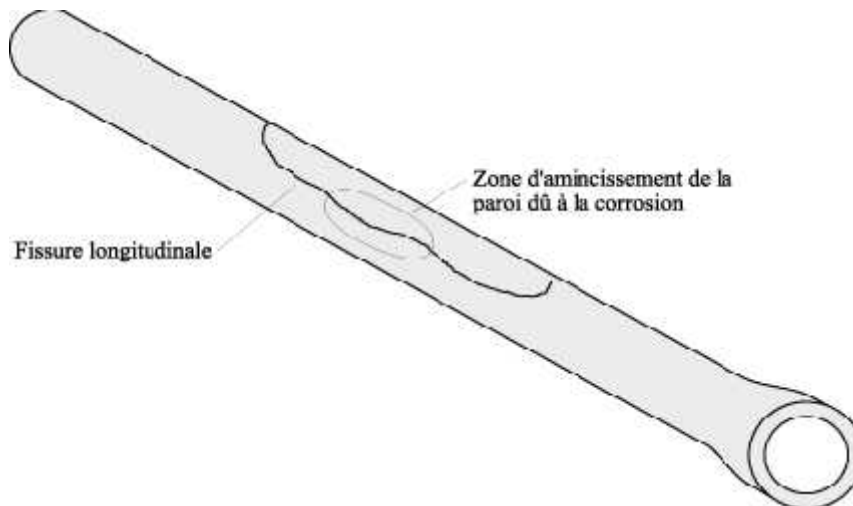


Figure N°II-7.c : Différents types de ruptures des conduites d'eau potable (Fissure longitudinale)

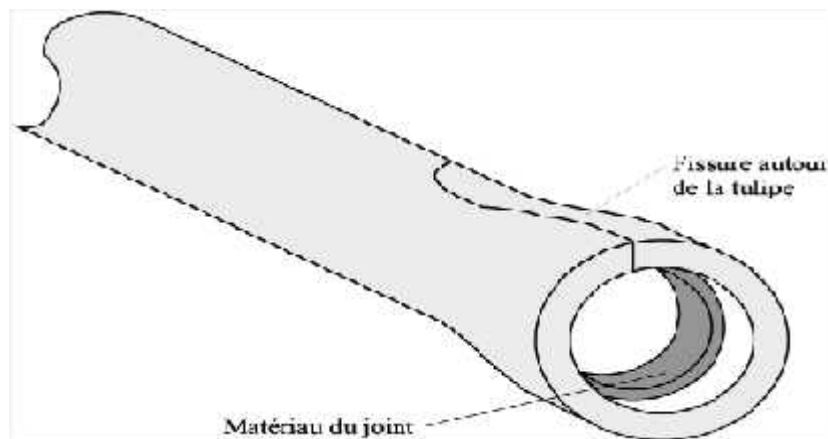


Figure N°II-7.d : Différents types de ruptures des conduites d'eau potable (Fissure autour de la tulipe et joint)[5].

Une rupture ou les fuites apparentes correspondent à un affaiblissement de la conduite, c'est-à-dire une diminution de la paroi, en un endroit précis (piquage) ou non (fissure) combinée à une augmentation de contraintes sur la canalisation, soit à une non- étanchéité du joint. Comme on a cité auparavant ; les ruptures transversales ont lieu surtout sur les petits diamètres alors que les gros diamètres subissent des ruptures longitudinales ou des piquages.

Aussi les fuites se trouvent au niveau des petits diamètres, alors que les diamètres plus élevés ont des fuites au niveau des joints **Figure N°II-8[5]**.

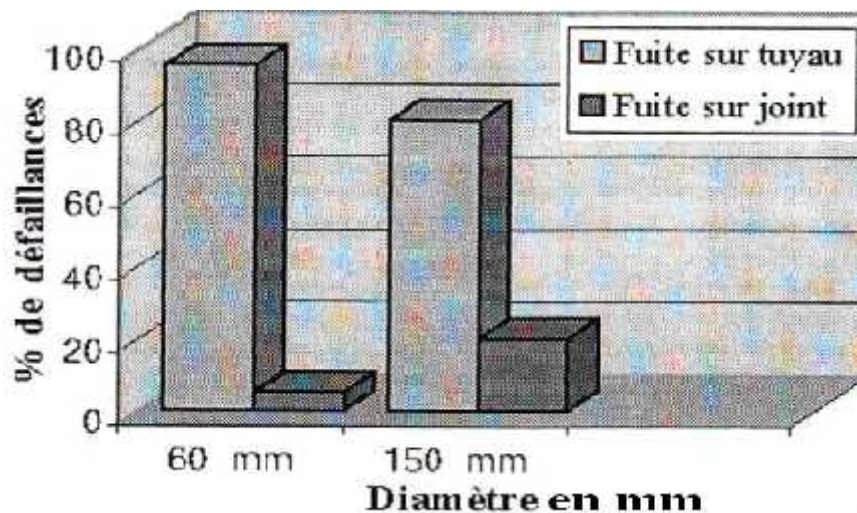


Figure N°II-8 : Répartition des fuites sur tuyau et sur joint en fonction du diamètre

II-6 Causes des fuites :

Les fuites peuvent être dues aux plusieurs facteurs. Ils peuvent être répartis en groupes :

- Les éléments propres au type de la canalisation.
- Les éléments liés à l'exploitation des réseaux.
- Les éléments extérieurs aux réseaux.

La figure N°II-9 montre les différentes causes qui peuvent entraîner l'affaiblissement d'une conduite d'eau potable[4].

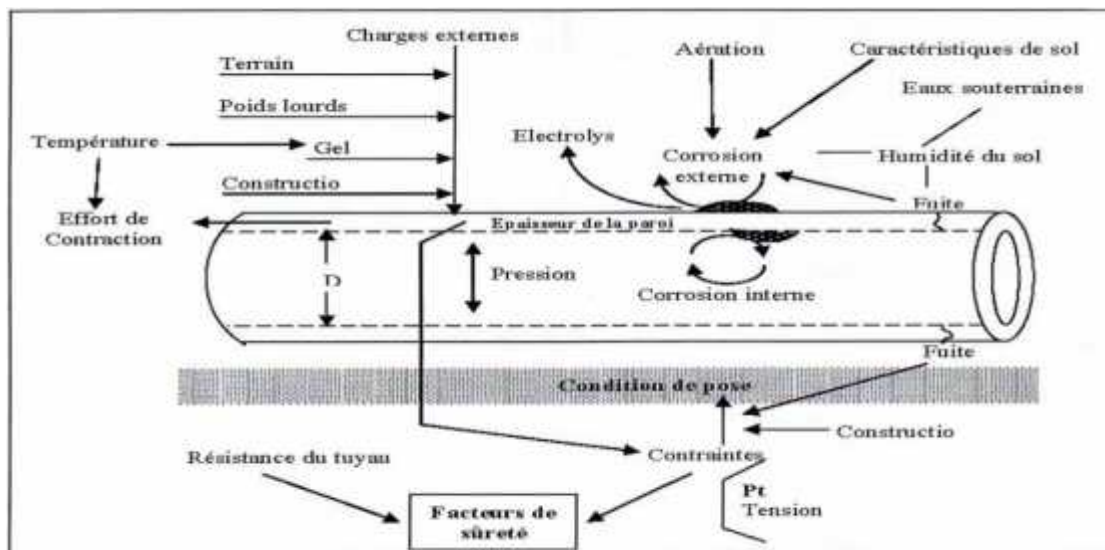


Figure N°II-9 : Causes de l'affaiblissement d'une conduite d'eau potable.

II-6-1 Les différentes contraintes qui agissent sur une canalisation :

La figure N°II-10 récapitule les différentes contraintes mécaniques qui agissent sur une conduite.

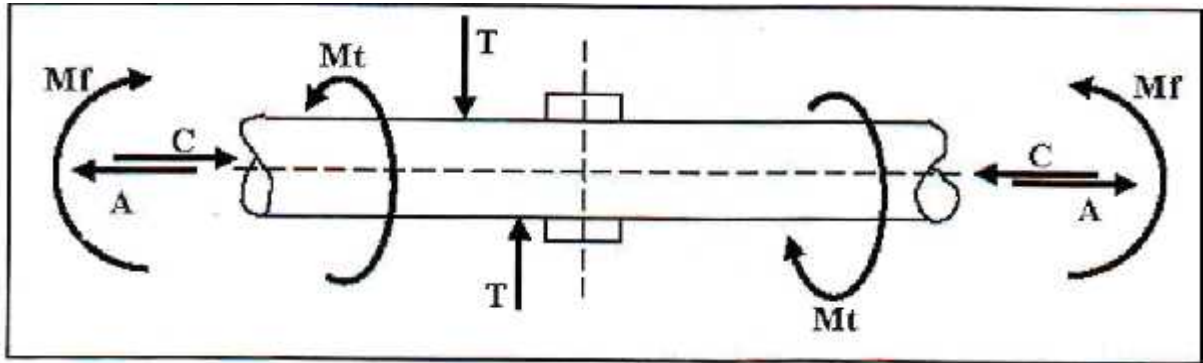


Figure N°II-10: Contraintes subis par une conduite d'eau potable

Mf : moment de flexion susceptible de provoquer une courbure de la canalisation.

Mt : moment de torsion susceptible de tordre la canalisation autour de son axe.

T : contrainte de cisaillement.

A : effort de traction axiale.

C : contrainte de compression.

Ces contraintes peuvent être variées à cause de :

- * mouvement violent ou lent du sol,
- * transmission directe excessive de charges accidentelles en surface,
- * travaux de voiries[4].

II-6-2 Les éléments influençant l'apparition des fuites :

II-6-2-1 Les éléments propres à la canalisation :

La durée de vie d'une conduite dépend de son matériau constructif, de ses dimensions (diamètre, épaisseur de la paroi), de ses résistances aux efforts internes et externes qui s'y appliquent, et du processus de corrosion qui se développe.

- * le diamètre ;
- * le matériau ;
- * le type de joint ;
- * La corrosion interne.

A- Le diamètre :

Le diamètre peut jouer un rôle important dans le mécanisme d'apparition des défaillances. Ainsi un petit diamètre est plus sensible aux efforts de traction. Les tuyaux de diamètre inférieur à 100mm ont presque toujours des ruptures transversales.[4].

B- Le matériau :

Tout matériau de canalisation d'eau potable doit se conformer à certaines spécifications de telle sorte qu'on évite de détériorer la qualité de l'eau transportée et retarder au maximum le vieillissement du réseau.

C- Le type des joints :

Les joints sont conçus pour relier des tronçons de tuyaux. Ils doivent être placés entre des tuyaux alignés pour éviter leur détérioration prématurée.

Ils existent trois types de joints ; en plomb ; en caoutchouc et en matière plastique elles se distinguent par leurs caractéristiques.

- les joints au plomb ne sont pas élastiques et transmettent donc les tensions d'un tuyau à l'autre.
- Les joints en caoutchouc sont bien entendu élastiques. Cependant leur vieillissement est encore mal connu.
- Les joints en matière plastique, les joints élastomères et les joints collés, entraînent des fuites diffuses importantes. Les services techniques ayant posé ce type de joint ont observé bien souvent une diminution du rendement de réseau[4].

D- la corrosion interne :

La corrosion est toujours le résultat de la présence simultanée de deux agents : Le métal et le milieu corrosif qui est l'eau dans le cas de la corrosion interne.

La corrosion interne est régie par de nombreux facteurs.

- La vitesse de l'eau peut avoir une influence sur les zones de dépôt ;
- Quand le PH d'équilibre n'est pas atteint, l'eau est alors agressive favorisant cette corrosion qui est particulièrement importante pour les tuyaux en acier ;[4].

Les principales conséquences de la corrosion interne sont la modification des diamètres des canalisations, la dégradation de la qualité de l'eau transportée et les capacités hydrauliques de la conduite.

II-6-2-2 Les éléments extérieurs aux réseaux :

Les facteurs liés à l'extérieur de la canalisation sont :

A- La corrosion externe :

Elle correspond à l'échange d'ions entre le sol et la paroi de la conduite et peut avoir diverses origines[4].

• Les courants vagabonds :

Ils sont générés par les installations électriques alimentées en courant continu, peuvent augmenter les risques de corrosion des canalisations. Ainsi une part importante de ces cas courants peut emprunter comme chemin de retour la canalisation en tant que conducteur, ce qui provoque une corrosion au niveau des points de sortie des courants.

• L'hétérogénéité par contact :

Elle a lieu au niveau des raccordements de canalisation de matériaux différents, ce qui peut entraîner une différence de potentiel importante et peut induire une pile de

corrosion par contact. Pour interdire le passage du courant, il faut isoler les conduites au niveau des raccordements.

• **L'hétérogénéité de surface :**

Est la conséquence du non respect des conditions de pose. Un choc lors de pose, peut provoquer une altération surfacique ou une discontinuité locale et création d'un phénomène de pile électrique.

• **L'hétérogénéité du sol :**

Lorsqu'une canalisation traverse des sols différents, il peut se créer une pile géologique dans laquelle la partie de la canalisation se trouvant dans le terrain le moins aéré devient anodique et se corrode (pile d'aération différentielle)[4].

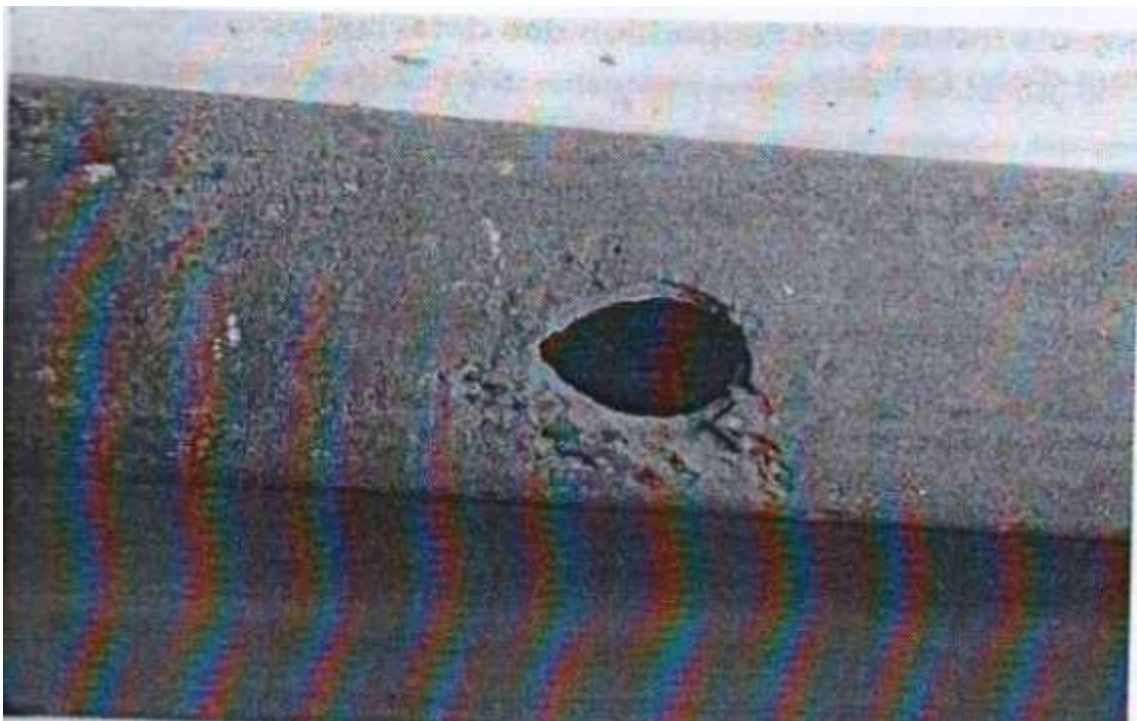


Figure N°II-11 : Conduite subi une corrosion externe par courant vagabonds.

B- Les mouvements de sol et le trafic :

Il faut considérer le poids des voitures, des camions et leur fréquence de passage qui, en fonction de l'épaisseur et du type de sol qui recouvrent la conduite ainsi que du type de chaussée en surface (rigide ou souple), génèrent des problèmes de fatigue et de surcharge.

C- Les charges du terrain :

Sous l'appellation charges des terrains, on considère le poids des terres au dessus de la conduite (d'où l'importance de la profondeur de pose de la canalisation). Ce

poinds variera d'un site à un autre en fonction de la teneur en eau et du type de matériaux constituant le sol[4].

II-6-2-3 : Les éléments liés à l'exploitation des réseaux :

Les éléments liés à l'exploitation du réseau sont :

- **La vitesse de l'écoulement :**

Une demande croissante en eau, aura lieu une conséquence de l'augmentation de la vitesse de l'écoulement, ce qui introduit une corrosion et générer des contraintes mécaniques excessives. A l'inverse une diminution ou décroissante aura pour conséquence relative des temps de séjour de l'eau dans les conduites, ce qui favorise la sédimentation et l'amorce de nouvelles formes de corrosion. La vitesse de l'eau dans les conduites doit être de l'ordre de 1,5m/s.

- **La pression :**

Il faut que la pression chez l'utilisateur ne dépasse pas 4 bar. Au-delà de cette valeur, il y a risque d'apparition de désordres. A l'inverse la pression minimale à l'entrée doit être 1 bar.

- **La température de l'eau :**

Le risque de la température se traduit dans les branches mortes du réseau, où l'eau peut stagner. Une rapide diminution de la température peut alors entraîner une contraction de la canalisation. Et une augmentation des contraintes longitudinale de traction. D'où une fragilisation des tuyaux.

- **Les conditions d'exploitation :**

Une augmentation de la charge hydraulique peut avoir lieu, suite à une modification du régime hydraulique, telle que le passage d'une adduction gravitaire à une alimentation avec pression ou la réduction de section due à une réhabilitation de canalisation. Cette surcharge hydraulique peut alors entraîner une augmentation du nombre de fuites ou de ruptures dans les semaines suivant le changement[4].

- **Les manœuvres sur réseau :**

Le phénomène du coup de bélier est très violent est dû à la circulation d'une onde de pression ou dépression dans les conduites suite à l'ouverture ou fermeture brusque d'une vanne ; ou la coupure de l'alimentation en électricité, ce qui engendre une coupure de pompage brusque. Ce phénomène peut fragiliser dangereusement les conduites.

II-7 Les manifestations des fuites :

Les symptômes des fuites peuvent être multiples tels que.

- La non concordance des volumes mesurés sur les compteurs ;
- L'anomalie dans la distribution, bruits anormaux sur les réseaux ;
- L'affaissement des terrains ;
- La présence de végétation anormalement développée ;
- Les terrains humides par temps sec ;
- L'arrivée de l'eau claire dans les égouts ;
- La baisse anormale du niveau d'eau dans le réservoir ;
- L'humidité anormale sur la chaussée[4].

Conclusion :

Nous avons défini au cours de ce chapitre un ensemble de notions permettant de comprendre le fonctionnement du réseau. Comme les conduites de distribution d'eau potable se dégradent dans le temps sous l'effet combiné des charges mécaniques, et d'agressions électrochimiques. Le rendement du réseau diminue ainsi nettement.

Suite à l'apparition des fuites. De ce fait il est nécessaire d'explicitier dans le chapitre suivant l'évaluation de la fiabilité des réseaux.



CHAPITRE III

**Calcul hydraulique du réseau
d'AEP de la commune AMIRA
ARES chef lieu TASSAFT**

Introduction:

Après avoir évalué les besoins en eau d'une agglomération quelconque on doit faire le choix convenable du réseau pour distribuer l'eau aux différentes catégories de consommateurs recensés au niveau de l'agglomération.

Le but de la mise en place de ce dernier est de parvenir à satisfaire la demande des consommateurs en débit et en pression. Pour cela les différents tronçons des canalisations du réseau doivent avoir des diamètres optimums et ils seront dimensionnés en conséquence.

Dans ce chapitre, nous avons insisté sur le type de réseau utilisé dans notre étude, la méthode de calcul hydraulique, ainsi que leur dimensionnement.

III-1 Les types des réseaux :

Suivant la structure et l'importance de l'agglomération, on distingue les différents types des réseaux de distribution suivant :

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

III-1-1 Réseau maillé :

Pour la distribution en eau dans les agglomérations de moyenne et de grande importance, ils présentent une solution plus adéquate grâce à leur sécurité et leur souplesse d'utilisation, se sont les réseaux maillés. Ils sont utilisés en général dans les zones urbaines.

Les réseaux maillés sont constitués principalement d'une série de canalisations disposées de telle manière qu'il soit possible de décrire des boucles fermées ou maillées. La **Figure N°III-1** présente un exemple d'un réseau maillé

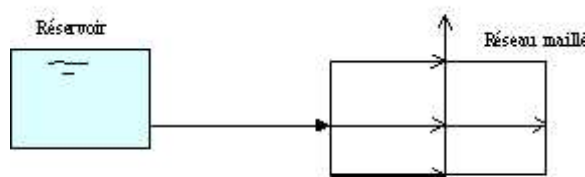


Figure N°III-1 : Réseau maillé

Ce type de réseau présente les avantages suivants:

- Permettant une alimentation en retour;
- En cas d'accident sur un tronçon, il poursuit l'alimentation des abonnés en aval ;
- Bien qu'il soit plus coûteux, il procure beaucoup plus de sécurité et de

- souple en cas de rupture [6].

III-1-2 Réseau ramifié :

On les appelle ramifiés grâce à leur structure arborisante fréquemment utilisés dans les petites agglomérations rurales [Figure N°III-2]. Leur inconvénient est, que dans les conduites il n'y a qu'un seul cheminement possible, en cas d'incident sur la conduite principale, toute la partie aval sera privé d'eau.

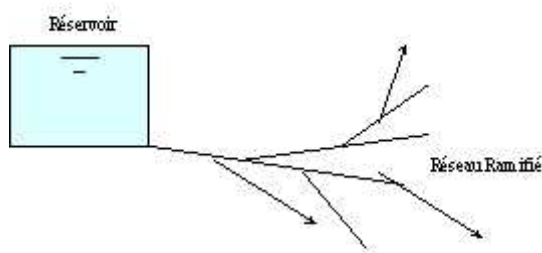


Figure N°III-2 : Réseau ramifié

III-1-3 Réseau mixte :

C'est un réseau intermédiaire comportant à la fois les deux types cités précédemment. Il offre globalement les mêmes avantages hydrauliques que le réseau maillé. Cependant grâce à la réduction des pièces spéciales utilisées au niveau des intersections telles que les croix et les Tés, on aboutit généralement à des coûts de construction moins élevés que précédemment.

Nous avons conçu notre réseau de distribution en réalisant un réseau mixte du fait de la grandeur de l'agglomération et des différents avantages économiques qu'offre un tel réseau [6].

III-1-4 Réseau étagé :

Lors de l'étude d'un projet d'alimentation d'une ville en eau potable, il arrive que cette ville présente des différences de niveau importantes.

La distribution par le réservoir donne de fortes pressions aux points bas (normes des pressions ne sont pas respectées). L'installation d'une brise charge intermédiaire, régularise la pression dans le réseau [6].

III-2 Conception d'un réseau :

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

- L'emplacement des quartiers
- L'emplacement des consommateurs

- Le relief
- Le souci d'assurer un service souple et précis [2].

III-3 Principe de tracer un réseau :

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

- Choisir le lien de consommation principale.
- Déterminer le sens principal de masse ou des quantités totales d'eau.
- Tracer les conduites maîtresses parallèles entre elles, ces conduites doivent être situées sur les côtes géodésiques les plus élevées pour bien répartir l'eau.
- Il faut tracer les conduites maîtresses à travers les quartiers les quelles il faut prévoir les lignes secondaires [2].

III-4 Choix de tracer et type de réseau :

Dans notre cas et vue la nature du milieu (zone d'étude), on a choisi d'alimenter cette localité par un réseau ramifié dans la zone basse et un réseau maille dans la zone haute de la commune AMERA ARRAS chef lieu tassaft.

III-5 Choix du matériau du réseau:

Le choix de tel matériau est en fonction des critères suivants:

- l'économie
- l'entretien et l'exploitation
- la destination
- la résistance
- la durée de vie.

Compte tenu de notre région montagneuse (terrain accidenté), nous avons choisi des conduites en PEHD, pour notre projet et compte tenu des avantages qu'elle présente qui sont les suivants:

- légèreté et facilité de mise en œuvre.
- fiable au niveau des branchements, pas des fuites.
- Durée de vie importante (supérieur à 50 ans).
- Répond parfaitement aux normes de potabilité.
- Résistance à la corrosion interne, externe et microbiologique.
- Insensible aux mouvements de terrain (tremblements de terre, glissements de terrain).
- Qualité hydraulique maximum grâce à sa paroi lisse.
- Nombre de raccords limités grâce à sa flexibilité.

III-6 Les paramètres du réseau :

- **Debit:** les conduits doivent assurer le transit des débits pendant les heures de pointe.
- **Choix de diamètre:** le diamètre minimal est de 50 mm.

- **Vitesse d'écoulement:** il faut éviter les vitesses inférieurs à 0.5 m/s qui favorisent la formation de dépôt de produit calcaire.

Les vitesses supérieures à 1.5 m/s qui favorisent l'érosion de parois intérieures des canalisations ainsi que les vibrations de ces canalisations dues à l'écoulement

- **Pression :** le réseau doit satisfaire les conditions de pressions suivantes :

Cas normal : $1 \leq P \leq 6$ bar

Cas d'incendie : $0.6 \leq P \leq 6$ bar

On prévoit les pressions au sol suivantes selon la hauteur des immeuble .pour :

1^{ier} étage12-15 m

2^{ieme} étage.....16-19 m

3^{ieme} étage.....20-24 m

III-7 Estimations des débits de la zone haute du chef lieu Tassaft :

III-7-1 Estimations de la population pour différents horizons:

Nous avons estimée la population de notre zone d'étude comme suit :

Nombre des maisons calculée dans la zone d'étude est de : **365** maisons actuellement. Les normes en vigueur par foyer en Algérie sont de 7 personne/ famille, ce qui nous donne une population de l'ordre de 2555 habitants.

Tableau N°III-1 : la population pour différents horizons

Taux d'accroissement	1.14%				
Horizon	2015	2020	2025	2030	2040
Populations (hab) TASSAFET ZONE HAUT	2555	2704	2862	3029	3393

III-7-2 Déterminations des besoins :

Tableau N°III-2 : les besoins

Année	Population	Augmentation de population	Dotation	B dom
	Hab	Hab	l/j/hab	M ³ /j
2015	2555	/	150	383.25
2020	2704	149	150	405.6
2025	2862	158	150	429.3
2030	3029	167	150	454.35
2040	3393	364	150	508.95

III-7-3 Détermination des débits moyens journaliers :

Tableau N°III-3 : les débits moyens journaliers

Horizon	Actuel 2015	2020	2025	2030	2040
Besoins domestique (M ³ /j)	383.25	405.6	429.3	454.35	508.95
Besoins publics (M ³ /j)	45.95	346.04	346.04	346.04	428.3
Besoins totaux (M ³ /j)	429.2	751.64	775.34	800.39	937.25
pertes d'eau 20%	85.84	150.328	155.068	160.078	187.45
Q moy (M ³ /j)	515.04	901.968	930.408	960.468	1124.7

III-7-4 Détermination du débit maximal journalier :

Tableau N°III-4 : Les débits maximaux journaliers

Horizon	Actuel 2015	2020	2025	2030	2040
Q moy (M ³ /j)	515.04	901.968	930.408	960.468	1124.7
K max j	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
Q max j (M ³ /j)	618.048	1082.362	1116.489	1152.56	1349.64

III-7-5 Détermination du débit de pointe horaire :

Tableau N°III-5 : Le débit de pointe horaire

Horizon	Nombres d'habitants	Qmoyj M ³ /j	Amax	βmax	k max j	K0	Kp	Qph (l/h)
Actuel 2015	2555	515.04	1.3	1.63	1.2	2.12	2.54	54.51
Court terme 2020	2704	901.968	1.3	1.73	1.2	2.25	2.7	101.47
Moyen terme	2025	2862	930.408	1.3	1.83	2.38	2.86	110.87
	2030	3029	960.468	1.3	1.94	2.52	3.02	120.86
Long terme 2040	3393	1124.7	1.3	2.17	1.2	2.82	3.38	158.40

III-8 Dimensionnement des réseaux maillé :

III-8-1 Détermination du débit spécifique:

C'est le débit consommé par un mètre linéaire du réseau, il exprime le rapport du débit de pointe total sur la somme des longueurs.

$$Q_{sp} = Q_{ph} / \sum li \tag{III-1}$$

Avec:

Q_{sp} : débit spécifique en (l/s).

Q_{ph} : débit de pointe horaire en (l/s).

∑ li : somme des longueur des tronçons en (ml).

Q_{ph} = 158.4 l/s

∑ li = 5010.26 ml.

Q sp= 158.4/5010.26=0,031615 l/s/ml.

Qsp=0,031615 l/s/ml

III-8-2 Détermination des débits en route :

Le débit en route de chaque tronçon est déterminé par le produit du débit spécifique et la longueur du tronçon.

$$Q_r = q_{sd} \times L_i \tag{III-2}$$

Avec:

Q_r : débit en route (l/s).

Q_{sp}: débit spécifique (l/s).

L_i : longueur de chaque tronçon (ml).

Exemple de calcul pour le tronçon (NA-NB) :

$$Q_r = 334.13 \cdot 0.031615 = 10.56 \text{ l/s}$$

III-8-3 Détermination des débits nodaux :

C'est le débit en route en chaque nœud du réseau donnée par l'expression suivant :

$$Q_n = 0.5 \cdot \sum Q_r + \sum Q_{\text{éq}} \quad \text{(III-3)}$$

Avec :

Q_n : débit du nœud considéré (l/s).

$\sum Q_r$: la somme des débits en route convergents vers le nœud considéré.

III-8-4 Détermination du débit de tronçon :

Le débit de tronçon c'est le débit avec le quel ont fait le dimensionnement des tronçons.

$$Q_{\text{tronçon}} = Q_{\text{transite}} + Q_r \quad \text{(III-4)}$$

Le débit de transite c'est un débit qui passe par un tronçon de la conduite sans être consommé.

III-8-5 les résultats des calculs de réseau maille :

Cas de point :

Tableau°III-6 : les résultats des calculs de réseau maille

Trançon	Longueur (m)	Q_{SP} (l/s/ml)	Q_r (l/s)	Q_n (l/s)	$Q_{\text{tronçon}}$ (l/s)	Q_{trnsitt} (l/s)
R2-NA	445	0,031615	14,1	13,9	158,4	144,32
NA-NB	334	0,031615	10,6	9,7	144,32	133,75
NB-NC	164	0,031615	5,19	6,54	133,75	128,56
NC-ND	142	0,031615	4,5	9,05	125,18	121,43
ND-NE	169	0,031615	5,35	3,75	120,68	115,33
NE-NF	68	0,031615	2,15	6,19	115,33	113,18
NF-NG	159	0,031615	5,05	6,15	108	102,95
NG-NH	94	0,031615	2,99	4,32	102,95	99,96
NH-NI	56	0,031615	1,8	5,52	96,1	94,3
NI-NJ	106	0,031615	3,37	6,6	94,3	90,93
NJ-NK	48	0,031615	1,53	4,7	84,47	82,94
NK-NL	248	0,031615	7,86	10,7	82,94	75,08
NL-NM	120	0,031615	3,79	6,13	65,37	61,57
NM-NN	161	0,031615	5,1	9,91	25,29	20,19
NN-NA	270	0,031615	8,56	4,28	20,19	11,63

NN-EN'	194	0,031615	6,15	3,08	6,15	0
NC-EC'	107	0,031615	3,39	1,69	3,38	0
ND-NQ	261	0,031615	8,26	9,07	8,25	0
NF-EF'	163	0,031615	5,18	2,59	5,17	0
NG-NQ	134	0,031615	4,26	9,07	4,25	0
NQ-NP	177	0,031615	5,62	9,08	18,13	12,51
NP-NB	115	0,031615	3,64	1,82	3,64	0
NP-NO	281	0,031615	8,9	9,07	30,68	21,78
NO-NM	106	0,031615	3,37	1,69	34,05	30,68
NO-NI	185	0,031615	5,87	2,94	5,87	0
NH-EH'	122	0,031615	3,86	1,93	3,85	0
NJ-EJ'	262	0,031615	8,29	4,15	8,29	0
NL-EL'	307	0,031615	9,71	4,86	9,71	0

Cas de point plus incendie :

Exemple de calcul pour le tronçon (NA-NB) :

$Q=144.32 +17=161.32$ l/s (17 l/s c'est le débit d'incendie)

Tableau N°III-7 : Les résultats des calculs de réseau maille

Trançon	Longueur(m)	$Q_{sp}(l/s/ml)$	Q_r (l/s)	Q_n (l/s)	$Q_{tronçon}$ (l/s)	$Q_{transit}$ (l/s)	$D_{tronçon}$ (mm)
R2-NA	445	0,031615	14,08	13,91	175,4	161,32	472,69
NA-NB	334	0,031615	10,56	9,69	161,31	150,75	453,32
NB-NC	164	0,031615	5,18	6,53	150,75	145,56	438,22
NC-ND	142	0,031615	4,49	9,05	142,17	137,68	425,58
ND-NE	169	0,031615	5,34	3,74	137,68	132,33	418,79
NE-NF	68	0,031615	2,15	6,19	132,33	130,18	410,58
NF-NG	159	0,031615	5,05	6,14	125	119,95	399,04
NG-NH	94	0,031615	2,98	4,31	119,94	116,96	390,89
NH-NI	56	0,031615	1,79	5,51	113,1	111,31	379,58
NI-NJ	106	0,031615	3,36	6,59	111,3	107,94	376,55
NJ-NK	48	0,031615	1,53	4,69	99,64	98,11	356,28
NK-NL	248	0,031615	7,86	10,68	98,11	90,24	353,53
NL-NM	120	0,031615	3,79	6,13	80,53	76,74	320,31
NM-NN	161	0,031615	5,1	9,91	36,82	31,71	216,58
NN-NA	270	0,031615	8,56	4,28	25,56	17	180,46
NN-EN'	194	0,031615	6,15	3,07	3,83	0	69,93
NC-EC'	107	0,031615	3,38	1,69	2,11	0	51,86
ND-NQ	261	0,031615	8,25	9,06	5,15	0	81
NF-EF'	163	0,031615	5,17	2,58	3,23	0	64,15

NG-NQ	134	0,031615	4,25	9,06	2,65	0	58,15
NQ-NP	177	0,031615	5,62	9,08	11,31	5,69	120,06
NP-NB	115	0,031615	3,64	1,82	2,27	0	53,82
NP-NO	281	0,031615	8,89	9,07	19,14	10,24	156,15
NO-NM	106	0,031615	3,37	1,68	21,24	17,87	164,51
NO-NI	185	0,031615	5,87	2,93	3,66	0	68,31
NH-EH'	122	0,031615	3,85	1,92	2,4	0	55,36
NJ-EJ'	262	0,031615	8,29	4,14	5,17	0	81,18
NL-EL'	307	0,031615	9,71	4,85	6,05	0	87,84

III-9 Estimations des débits de la zone basse du chef lieu TASSAFET :

III-9-1 Estimations de la population pour différents horizons:

Nous avons estimées la population de notre zone d'étude comme suit :
 Nombre des maisons estimées actuellement dans la zone d'étude est de : **301** maisons. Les normes en vigueur par foyer en Algérie sont de **7** personne/ famille, ce qui nous donne une population de l'ordre de 2107 habitants.

Tableau N°III-8 : la population pour différents horizons

Taux d'accroissement	1.14%				
Horizon	2015	2020	2025	2030	2040
Populations (hab) TASSAFET ZONE BASSE	2107	2230	2360	2498	2798

III-9-2 Déterminations des besoins :

Tableau N°III-9 : Les besoins

Année	Population	Augmentation de population	Dotation	B dom
	Hab	Hab	l/j/hab	M³/j
2015	2107	/	150	316.05

2020	2230	123	150	334.50
2025	2360	130	150	354.00
2030	2498	138	150	374.70
2040	2798	300	150	419.70

III-9-3 Détermination des débits moyens journaliers :

Tableau N°III-10 : Les débits moyens journaliers

Horizon	Actuel 2015	2020	2025	2030	2040
Besoins domestique (M³/j)	316.05	334.50	354.00	374.70	419.70
Besoins publics (M³/j)	26.27	202.08	202.08	202.08	253.32
Besoins totaux (M³/j)	342.32	536.58	556.08	576.78	673.02
pertes d'eau 20%	68.464	107.316	111.216	115.356	134.604
Q moy (M³/j)	410.784	643.896	667.296	692.136	807.624

III-9-4 Détermination du débit maximal journalier :

Tableau N°III-11: les débits maximaux journaliers

Horizon	Actuel 2015	2020	2025	2030	2040
Q moy (M ³ /j)	410.784	643.896	667.296	692.136	807.624
K max j	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
Q max j (M ³ /j)	493.94	772.67	800.75	830.56	969.14

III-9-5 Détermination du débit de pointe horaire :

Tableau N°III-12: le débit de pointe horaire

Horizon	Nombres d'habitants	Qmoyj M ³ /j	Amax	βmax	k max j	K0	Kp	Qph (l/h)	
Actuel 2015	2107	410.784	1.3	1.68	1.2	2.18	2.61	45	
Court terme 2020	2230	643.896	1.3	1.65	1.2	2.14	2.56	69	
Moyen terme	2025	2360	667.296	1.3	1.63	1.2	2.11	2.53	70
	2030	2498	692.136	1.3	1.60	1.2	2.08	2.49	72
Long terme 2040	2798	807.624	1.3	1.58	1.2	2.05	2.46	82.78	

III-10 : Dimensionnement des réseaux ramifié:

III-10-1 Détermination du débit spécifique:

C'est le débit consommé par un mètre linéaire du réseau, il exprime le rapport du débit de pointe total sur la somme des longueurs.

$$Q_{sp} = Q_{ph} / \sum li$$

(III-5)

Avec:

Q_{sp} : débit spécifique en (l/s).

Q_{ph} : débit de pointe horaire en (l/s).

$\sum li$: somme des longueur des tronçons en (ml).

Q_{ph} : 82.78l/s

$\sum li$: 3208.71ml.

$$Q_{sp} = 82.78/3208.71 = 0,025798 \text{ l/s/ml.}$$

$$Q_{sp} = 0,025798 \text{ l/s/ml}$$

NB : Le calcul de notre réseau ramifié est le même que le réseau maille, le détail est dans les tableaux suivant.

III-10-2 les résultats des calculs de réseau ramifié :

Cas de point:

Tableau N°III-13 : Les résultats des calculs de réseau ramifié

Tronçon	Longueur (m)	Q_{SP} (l/s/ml)	Q_r (l/s)	Q_n (l/s)	$Q_{tronçon}$ (l/s)	$Q_{transit}$ (l/s)	$D_{tonçon}$ (mm)
R1-N1	275	0,025798	7,12	7,7	82,78	75,66	331,45
N1-N2	209	0,025798	5,4	8,39	69,34	63,94	303,36
N2-N3	279	0,025798	7,21	9,19	62,13	54,92	287,15
N3-N4	248	0,025798	6,4	6,14	50,15	43,75	257,99
N4-N5	83	0,025798	2,16	4,74	40,04	37,88	230,52
N5-N6	66	0,025798	1,71	2,73	32,28	30,57	206,99
N6-N7	34	0,025798	0,88	4,22	27,71	26,83	191,76
N7-N8	186	0,025798	4,81	5,51	24,08	19,27	178,75
N8-N9	240	0,025798	6,2	6,38	19,27	13,06	159,91
N9-N10	254	0,025798	6,56	4,07	13,06	6,502	131,67
N10-N11	61	0,025798	1,59	4,15	6,502	4,914	92,895
N11-N2	161	0,025798	4,16	2,08	2,354	0	55,896
N1-N12	111	0,025798	2,88	3,16	6,319	3,436	91,58
N12-E1	133	0,025798	3,44	1,72	3,436	0	67,531
N3-E2	184	0,025798	4,76	2,38	4,763	0	79,509
N4-E3	143	0,025798	3,71	1,85	3,709	0	70,164
N5-E4	217	0,025798	5,6	2,8	5,598	0	86,195
N6-E5	110	0,025798	2,86	1,43	2,862	0	61,63
N7-E6	106	0,025798	2,75	1,38	2,753	0	60,441
N11-E7	99	0,025798	2,56	1,28	2,56	0	58,284

Cas de point plus incendie :

Tableau N°III-14 : Les résultats des calculs de réseau ramifié

Tronçon	Longueur (m)	Q _{SP} (l/s/ml)	Q _r (l/s)	Q _n (l/s)	Q _{tronçon} (l/s)	Q _{transit} (l/s)	D _{tronçon} (mm)
R1-N1	275	0,025798	7,11	7,7	99,78	92,66	356,52
N1-N2	209	0,025798	5,4	8,39	86,34	80,94	331,65
N2-N3	279	0,025798	7,21	9,19	80,94	73,73	321,1
N3-N4	248	0,025798	6,4	6,14	68,96	62,56	296,39
N4-N5	83	0,025798	2,15	4,74	58,85	56,69	273,8
N5-N6	66	0,025798	1,71	2,73	51,09	49,38	255,12
N6-N7	34	0,025798	0,87	4,22	46,52	45,64	243,43
N7-N8	186	0,025798	4,8	5,51	42,88	38,08	233,73
N8-N9	240	0,025798	6,2	6,38	38,08	31,87	220,24
N9-N10	254	0,025798	6,56	4,07	31,87	25,31	201,49
N10-N11	61	0,025798	1,58	4,15	25,31	23,72	179,56
N11-N2	161	0,025798	4,16	2,08	21,16	17	164,19
N1-N12	111	0,025798	2,88	3,16	4,832	1,948	78,453
N12-E1	133	0,025798	3,43	1,72	2,627	0	57,852
N3-E2	184	0,025798	4,76	2,38	3,642	0	68,112
N4-E3	143	0,025798	3,7	1,85	2,836	0	60,107
N5-E4	217	0,025798	5,59	2,8	4,28	0	73,84
N6-E5	110	0,025798	2,86	1,43	2,188	0	52,797
N7-E6	106	0,025798	2,75	1,38	2,105	0	51,778
N11-E7	99	0,025798	2,55	1,28	1,957	0	49,93

Conclusion :

La distribution et l'évacuation des eaux domestiques il n ya pas de industries demandent la connaissance de la réglementation et fait notamment appel à des règles de calcul pour l'évaluation des débits d'alimentation et à la détermination des diamètres des canalisations d'évacuation.

Dans ce chapitre, nous a vous examinées la distribution de l'eau de ville et les dispositifs nécessaires à une alimentation et une évacuation correcte, les différents tubes et leurs conditions d'utilisation, ainsi que les différents réseaux. Une étude de cas permettra une approche concrète des installations.



CHAPITRE IV

La modélisation du réseau sur le logiciel EPANET

Introduction :

Dans le chapitre précédent nous avons fait le calcul de notre réseau de distribution d'eau potable, le chapitre suivant est basé sur la simulation de ces résultats par l'EPANET.

IV-1 Le logiciel Epanet : Fonctionnement et spécificités :

Le logiciel Epanet est né suite à une initiative du Congrès des Etats–Unis qui visait à protéger les ressources naturelles du pays. Dès lors, l'EPA (US Environmental Protection Agency) a été chargé de développer des techniques permettant de mieux appréhender les écoulements, et les transformations de l'eau dans un réseau d'adduction d'eau potable.

Depuis 1993, le logiciel est disponible gratuitement pour tous les bureaux d'études et les sociétés d'affermage qui souhaitent l'utiliser.

Enfin, le logiciel a connu des améliorations depuis sa création. La dernière version date de l'année 2001[5].

IV-2 Potentialités du logiciel :

Le logiciel Epanet est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitatif de l'eau dans les réseaux d'eau potable. Un réseau d'eau potable sur un logiciel se définit par des tuyaux (tronçons sur le logiciel), des nœuds (intersection de deux tuyaux et extrémité d'une antenne) mais également d'autres organes (réservoirs, pompes, clapets, différents types de vannes,...).

Le logiciel permet de calculer le débit parcourant chaque tuyau, la pression en chacun nœuds, mais également le niveau de l'eau à n'importe quel moment de la journée, et quelle que soit la période de l'année où on se situe. Le moteur de calcul hydraulique intégré permet de traiter des réseaux de taille illimitée. Il dispose de plusieurs formules de calcul de pertes de charges, il inclut les différentes pertes de charge singulières et modélise les pompes à vitesse fixe et variable.

En résumé, le logiciel présente tous les outils pour remplir les objectifs suivants :

- Régulation des pressions dans le réseau ;
- Détection des zones de fonctionnement déficitaire ;
- Dimensionnement de réseaux ;
- Amélioration de la gestion des équipements d'eau ;

Le logiciel présente également un module qualité qui permet de calculer les concentrations en substances chimiques, les temps de séjour de l'eau dans différentes parties du réseau. Il permet également de suivre l'origine de l'eau.

L'utilisation de ce module qualité nécessite un calage hydraulique préalable [5].

IV-3 Spécificités du logiciel :

Le logiciel possède les mêmes fonctionnalités et possibilités que les autres logiciels de modn des réseaux d'eau potable tels InfoWorks WS ou Piccolo... Il

présente une convivialité au niveau de son interface qui permet de le rendre assez facilement accessible.

Cependant, une formation est nécessaire pour ne pas tomber dans le piège représenté par cet élastote facilite la manipulation des éléments d'Epanet.

On peut également travailler un réseau saisi sur Autocad avec le logiciel Epanet grâce à une passerelle permettant le transfert des fichiers (EPACAD).

En termes de calcul, Epanet présente quelques particularités. Par exemple, sur le logiciel Piccolo, il est possible de demander au logiciel de revoir une demande à la baisse tandis que sur Epanet, une demande est toujours desservie à 100%. Dès lors, lorsqu'on obtient des pressions négatives sur un noeud, ceci signifie que la demande n'est pas satisfaite [5].

IV-4 Les données nécessaires à la modélisation du réseau :

La première étape de saisie du réseau est de diviser la localité en divers quartiers et d'attribuer un code aux différents noeuds (noeuds de maillage ou noeuds extrémité d'antenne) et différents tronçons. Il serait ainsi plus facile de se repérer dans le réseau [5].

IV-4-1 Caractéristiques des tronçons :

- **Le linéaire de conduites :**

L'unité de longueur utilisée pour les tuyaux est le mètre. La construction du réseau est facilitée par le fait qu'il est possible d'importer un fichier représentant le réseau et se comportant comme un fond d'écran.

- **Les diamètres de conduites :**

Le deuxième paramètre à insérer est le diamètre des conduites. Ceci ne pose pas de difficultés majeures si ce n'est qu'il faut considérer que le diamètre nominal des conduites en fonte est égal au diamètre intérieur tandis que pour les conduites en PVC ou PEHD le nominal est égal au diamètre extérieur.

Or, le diamètre utilisé pour le calcul est le diamètre intérieur.

- **Les rugosités :**

La dernière caractéristique à saisir pour décrire un tronçon est le paramètre « rugosité ». Dans un premier temps, nous attribuons une rugosité arbitraire de 0,04mm aux conduites en fonte et de 0,02mm aux conduites en PEHD. La rugosité permet de refléter l'état intérieur de la conduite. Ce paramètre variant suivant l'âge, la nature de la canalisation et les sollicitations subies par les conduites, fait partie des paramètres de calage auxquels on ne peut attribuer une valeur définitive en début de projet.

Enfin, il est préférable d'intégrer les pertes de charge dans le paramètre « rugosité » et ne pas les attribuer de façon systématique à chaque singularité [5].

IV-4-2 Caractéristiques des ouvrages spéciaux :

- **Les stabilisateurs de pression aval**

Sur Epanet, les stabilisateurs avals sont considérés comme des tronçons. On doit donc spécifier les noeuds amont et aval du stabilisateur ainsi que la pression de consigne du stabilisateur. La pression de consigne est la pression que l'on fixe de telle sorte que quelque soit la pression amont, la pression en aval du stabilisateur ne peut excéder la pression de consigne. L'acquisition de la pression de consigne s'est faite par une mesure sur le terrain à l'aide d'un manomètre.

- **Les réservoirs**

On doit connaître différentes altitudes pour définir un réservoir : la cote de trop plein, le radier, les niveaux minimaux, maximaux et initiaux de l'eau. Les données réservoirs seront transmises par le gestionnaire du réseau [5].

IV-4-3 Caractéristiques des nœuds de demande :

- **Les cotes au sol**

Afin de pouvoir connaître la pression en tout noeud, il est nécessaire de renseigner la case indiquant l'altitude ou cote au sol du noeud. Cette altitude n'intervient pas dans le calcul de la charge hydraulique. Ceci est intéressant dans le sens où une altitude mal renseignée ne faussera pas le calcul.

- **Les demandes aux nœuds**

La deuxième donnée inhérente à un nœud est la demande ou débit sortant à ce nœud. Cette donnée est influente dans le calcul hydraulique. Elle s'exprime en litres par seconde. La difficulté réside dans le fait que d'une part, il faut identifier et situer les abonnés géographiquement dans la commune puis leur attribuer une consommation et d'autre part, il s'agit de les répartir de façon adéquate au niveau de ces nœuds. Il s'agit donc de procéder à :

- **L'identification des abonnés.**
- **La répartition de ces abonnés autour des nœuds [5].**

IV-5 Résultats des simulations : Simulations de la zone haute :

➤ **Partie (A) Zone haute :**

Cas initial :

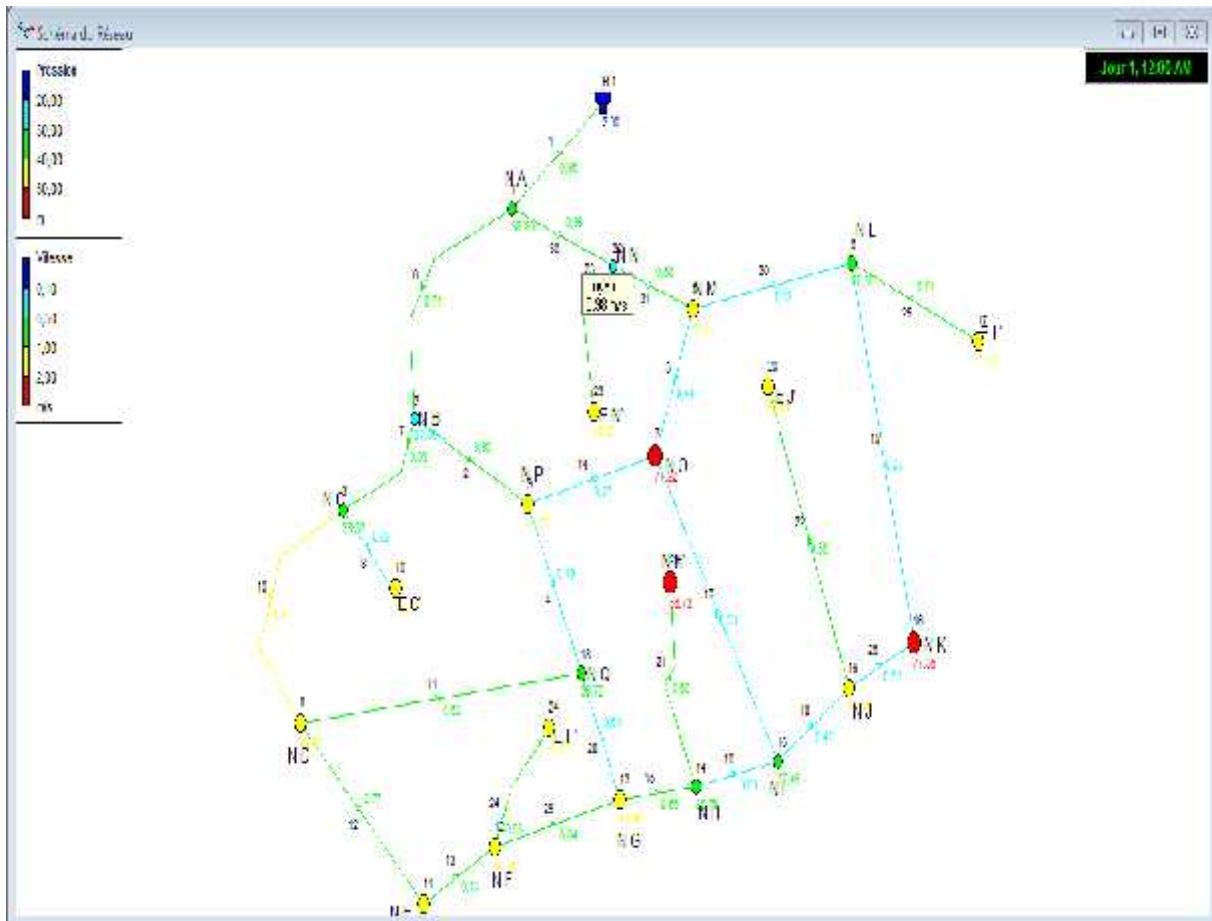


Figure N°IV-1 :Réseau de distribution dans l'epanet après la simulation partie(A).

✓ Les résultats sont représentés dans les tableaux N°IV-1-2:

Tableau N°IV-1 : détermination de la pression

État des Noeuds du Réseau				
	Altitude	Demande Base	Charge	Pression
ID Noeud	m	LPS	m	m
Noeud 1	1060	13,9	1098,8	38,8
Noeud 2	1070,82	9,7	1098,51	27,69

Noeud 5	1050	6,13	1097,33	47,33
Noeud 6	1060	10,7	1097,35	37,35
Noeud 7	1020,02	9,07	1097,24	77,22
Noeud 3	1065,06	6,54	1098,39	33,33
Noeud 10	1055,3	1,055	1098,17	42,87
Noeud 11	1050,8	3,75	1097,79	46,99
Noeud 12	1050	6,19	1097,71	47,71
Noeud 13	1056,6	6,15	1097,56	40,96
Noeud 14	1060,7	4,32	1097,49	36,79
Noeud 15	1060	6,52	1097,45	37,45
Noeud 16	1020,05	4,7	1097,4	77,35
Noeud 17	1049,5	4,86	1096,61	47,11
Noeud 18	1060,25	9,07	1096,97	36,72
Noeud 19	1055,5	5,6	1097,41	41,91
Noeud 20	1050,35	4,15	1096,53	46,18
Noeud 21	1040	1,93	1096,73	56,73
Noeud 22	1070,25	8,91	1097,55	27,3
Noeud 23	1050,5	2,69	1096,77	46,27
Noeud 24	1054,5	2,59	1097,1	42,6
Noeud 8	1056,34	9,05	1098,01	41,67
Noeud 9	1055,25	9,08	1097,02	41,77
Réservoir R-1	1097,49	Sans Valeur	1099,49	2

Les pressions qui dépassent 60 m en doit créer de perte de charge singulière redicteur de pression un digéafragner

Tableau N°IV-2 : Détermination des la vitesse et la perte de charge.

État des Arcs du Réseau					
	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
ID Arc	m	mm	LPS	m/s	m/km
Tuyau 1	445,5	440,6	146,65	0,96	1,54
Tuyau 3	106,62	220,4	16,85	0,44	0,82
Tuyau 6	334,13	440,6	-108,89	0,71	0,89
Tuyau 7	164,1	440,6	96,33	0,63	0,71
Tuyau 8	107,07	63,8	1,05	0,33	2,03
Tuyau 13	68,03	352,6	-71,38	0,73	1,2
Tuyau 15	94,45	352,6	54,86	0,56	0,74

Tuyau 16	56,82	352,6	48,61	0,5	0,59
Tuyau 17	185,73	79,2	1,36	0,28	1,14
Tuyau 19	248,7	352,6	26,27	0,27	0,19
Tuyau 20	120	277,6	10,71	0,18	0,16
Tuyau 21	122	63,8	1,93	0,6	6,2
Tuyau 22	262,31	96,8	4,15	0,56	3,36
Tuyau 23	194,63	79,2	2,69	0,55	4
Tuyau 24	163,82	79,2	2,59	0,53	3,73
Tuyau 25	307,15	110	4,86	0,51	2,42
Tuyau 18	106,52	352,6	40,72	0,42	0,42
Tuyau 26	48,55	352,6	30,97	0,32	0,26
Tuyau 28	134,59	63,8	-1,59	0,5	4,35
Tuyau 29	159,88	352,6	62,6	0,64	0,94
Tuyau 30	270,85	176,2	23,86	0,98	4,64
Tuyau 31	161,47	176,2	12,26	0,5	1,35
Tuyau 10	142,31	325,6	88,73	1,07	2,65
Tuyau 11	261,18	96,8	4,55	0,62	3,99
Tuyau 12	169,19	352,6	75,13	0,77	1,32
Tuyau 14	281,47	176,2	-9,14	0,37	0,78
Tuyau 2	115,29	63,8	2,86	0,9	12,88
Tuyau 4	177,9	141	2,92	0,19	0,28

Simulations de la zone haute :

Cas final :

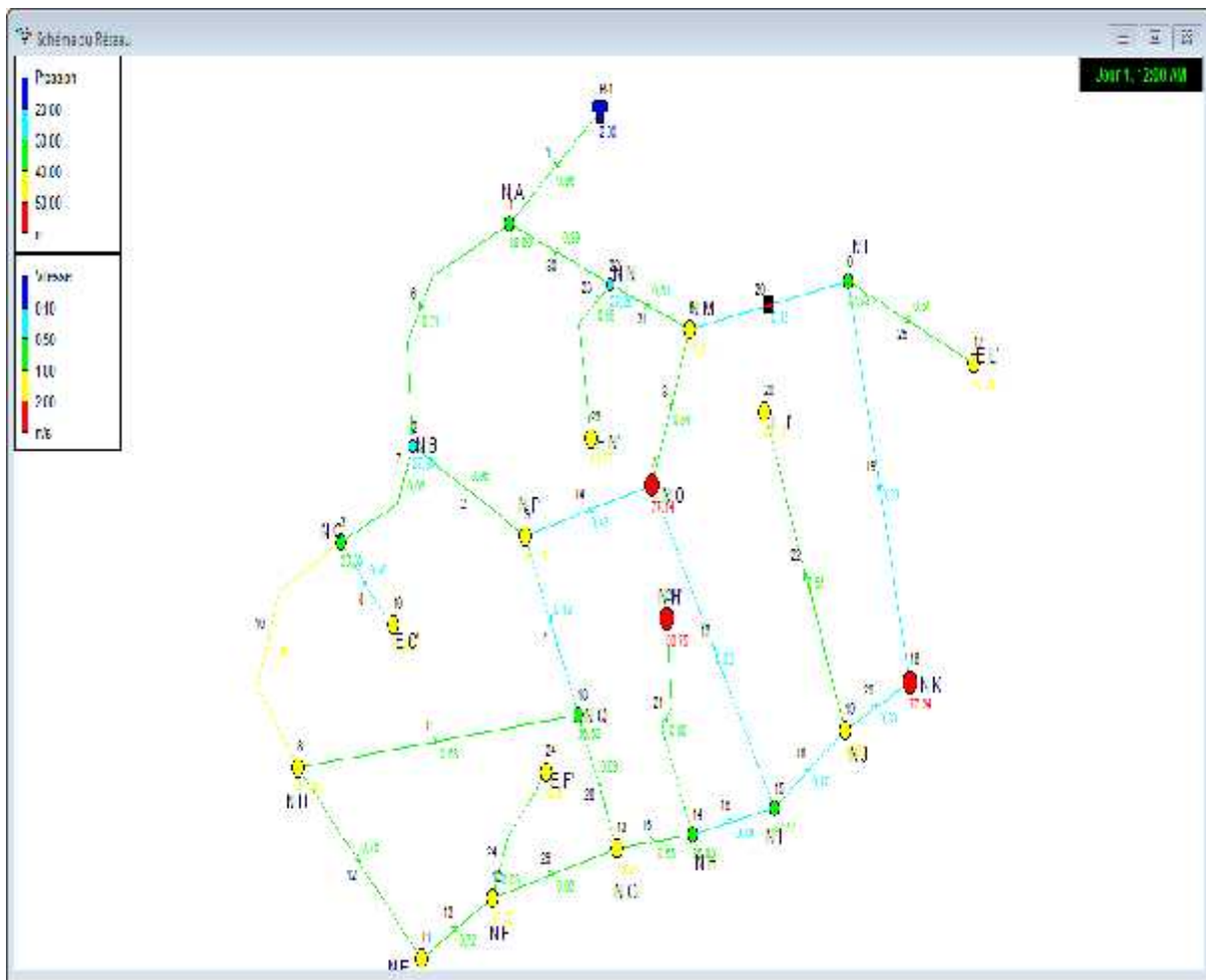


Figure N°IV-2 : Réseau de distribution dans l'épanet après la simulation (partie A).

- ✓ Les résultats sont représentés dans les tableaux N°IV-3-4:

Tableau N°IV-3 : détermination de la pression

État des Noeuds du Réseau				
	Altitude	Demande Base	Charge	Pression
ID Noeud	m	LPS	m	m
Noeud 1	1060	13,9	1098,8	38,8
Noeud 2	1070,82	9,7	1098,51	27,69
Noeud 5	1050	6,13	1097,31	47,31
Noeud 6	1060	10,7	1097,33	37,33

Noeud 7	1020,02	9,07	1097,16	77,14
Noeud 3	1065,06	6,54	1098,39	33,33
Noeud 10	1055,3	1,055	1097,92	42,62
Noeud 11	1050,8	3,75	1097,8	47
Noeud 12	1050	6,19	1097,72	47,72
Noeud 13	1056,6	6,15	1097,57	40,97
Noeud 14	1060,7	4,32	1097,5	36,8
Noeud 15	1060	6,52	1097,47	37,47
Noeud 16	1020,05	4,7	1097,39	77,34
Noeud 17	1049,5	4,86	1096,59	47,09
Noeud 18	1060,25	9,07	1096,77	36,52
Noeud 19	1055,5	5,6	1097,41	41,91
Noeud 20	1050,35	4,15	1096,53	46,18
Noeud 21	1040	1,93	1096,75	56,75
Noeud 22	1070,25	8,91	1097,53	27,28
Noeud 23	1050,5	2,69	1096,75	46,25
Noeud 24	1054,5	2,59	1097,11	42,61
Noeud 8	1056,34	9,05	1098,02	41,68
Noeud 9	1055,25	9,08	1096,83	41,58
Réservoir R-1	1097,49	Sans Valeur	1099,49	2

Tableau N°IV-4 :détermination des la vitesse et la perte de charge.

État des Arcs du Réseau					
	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
ID Arc	m	mm	LPS	m/s	m/km
Tuyau 1	445,5	440,6	146,65	0,96	1,54
Tuyau 3	106,62	194,2	16,05	0,54	1,38
Tuyau 6	334,13	440,6	-108,72	0,71	0,89
Tuyau 7	164,1	440,6	95,96	0,63	0,7
Tuyau 8	107,07	54,4	1,05	0,45	4,4
Tuyau 13	68,03	352,6	-70,55	0,72	1,18
Tuyau 15	94,45	352,6	53,74	0,55	0,71
Tuyau 16	56,82	352,6	47,49	0,49	0,56
Tuyau 17	185,73	69,8	1,21	0,32	1,68
Tuyau 19	248,7	327,6	25,31	0,3	0,25
Tuyau 20	120	257,8	9,75	0,19	0,2

Tuyau 21	122	63,8	1,93	0,6	6,2
Tuyau 22	262,31	96,8	4,15	0,56	3,36
Tuyau 23	194,63	79,2	2,69	0,55	4
Tuyau 24	163,82	79,2	2,59	0,53	3,73
Tuyau 25	307,15	110	4,86	0,51	2,41
Tuyau 18	106,52	327,4	39,76	0,47	0,58
Tuyau 26	48,55	327,4	30,01	0,36	0,35
Tuyau 28	134,59	63,8	-1,89	0,59	5,94
Tuyau 29	159,88	352,6	61,77	0,63	0,92
Tuyau 30	270,85	176,2	24,03	0,99	4,7
Tuyau 31	161,47	176,2	12,43	0,51	1,39
Tuyau 10	142,31	325,6	88,36	1,06	2,63
Tuyau 11	261,18	96,8	5,01	0,68	4,77
Tuyau 12	169,19	352,6	74,3	0,76	1,29
Tuyau 14	281,47	155,2	-8,19	0,43	1,19
Tuyau 2	115,29	63,8	3,06	0,96	14,59
Tuyau 4	177,9	124,2	2,17	0,18	0,3

Simulations de la zone basse :

- **Partie (B) Zone basse :**
Cas initial :

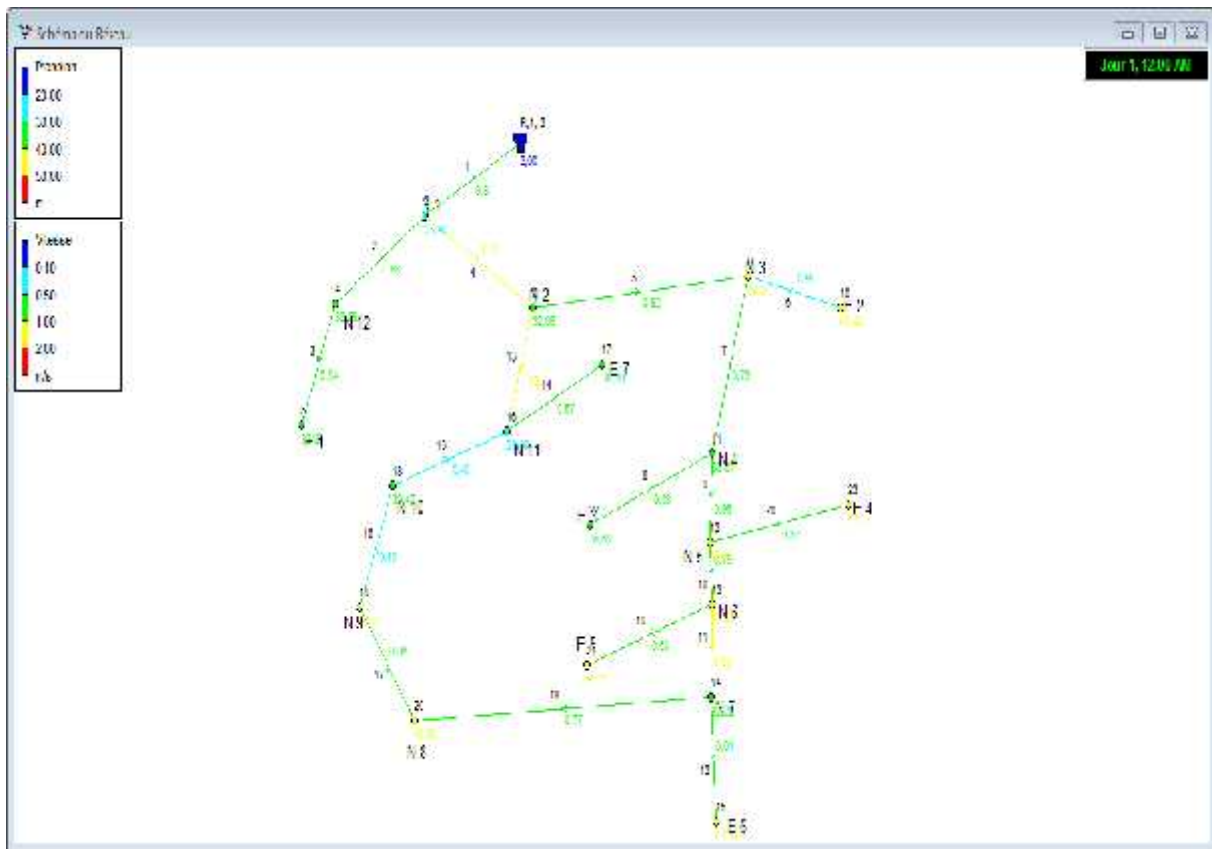


Figure N°IV-3 : Réseau de distribution dans l’epanet après la simulation partie(B).

- ✓ Les résultats sont représentés dans les tableaux N°IV-5-6:

Tableau N°IV-5 : détermination de la pression

État des Noeuds du Réseau	Altitude	Demande Base	Charge	Pression
ID Noeud	m	LPS	m	m
Noeud 3	1008	7,7	1033,4	25,4
Noeud 4	1000	3,16	1032,89	32,89
Noeud 5	999,89	1,72	1032,22	32,33
Noeud 6	1000	8,39	1032,69	32,69
Noeud 9	983	9,19	1032,01	49,01
Noeud 10	988	2,38	1031,42	43,42

Noeud 11	998	6,14	1031,61	33,61
Noeud 12	985,9	4,74	1031,33	45,43
Noeud 13	988,88	2,73	1031,19	42,31
Noeud 14	998,74	4,22	1031,02	32,28
Noeud 15	989,5	1,38	1030,19	40,69
Noeud 16	999,8	4,15	1028,87	29,07
Noeud 17	990	1,28	1028,19	38,19
Noeud 18	998,5	4,07	1028,97	30,47
Noeud 19	988,6	6,38	1029,33	40,73
Noeud 20	987,38	5,51	1030,46	43,08
Noeud 21	990,1	1,43	1030,26	40,16
Noeud 22	995,1	1,85	1030,79	35,69
Noeud 23	987,25	2,8	1030,4	43,15
Réservoir R,1,,2	1031,8	Sans Valeur	1033,8	2

Tableau N°IV-6 : détermination des la vitesse et la perte de charge

État des Arcs du Réseau					
	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
ID Arc	m	mm	LPS	m/s	m/km
Tuyau 3	133,2	63,8	1,72	0,54	5,01
Tuyau 4	209,4	277,6	66,64	1,1	3,39
Tuyau 5	279,56	277,6	55,73	0,92	2,44
Tuyau 6	184,64	79,2	2,38	0,48	3,19
Tuyau 7	248,21	277,6	44,16	0,73	1,58
Tuyau 8	143,79	63,8	1,85	0,58	5,73
Tuyau 9	83,7	220,4	36,17	0,95	3,37
Tuyau 10	66,43	220,4	28,63	0,75	2,18
Tuyau 13	161,29	53,6	2,52	1,12	23,69
Tuyau 14	99,22	53,6	1,28	0,57	6,77
Tuyau 15	61,57	96,8	-2,91	0,4	1,74

Tuyau 16	254,29	141	-6,98	0,45	1,41
Tuyau 17	240,5	141	-13,36	0,86	4,69
Tuyau 18	186,39	176,2	-18,87	0,77	3
Tuyau 19	110,9	53,6	1,43	0,63	8,31
Tuyau 20	217	79,2	2,8	0,57	4,31
Tuyau 1	275,96	352,6	79,22	0,81	1,46
Tuyau 2	111,76	96,8	4,88	0,66	4,54
Tuyau 11	34,1	176,2	24,47	1	4,86
Tuyau 12	106,7	53,6	1,38	0,61	7,78

Simulations de la zone basse :

Cas final :

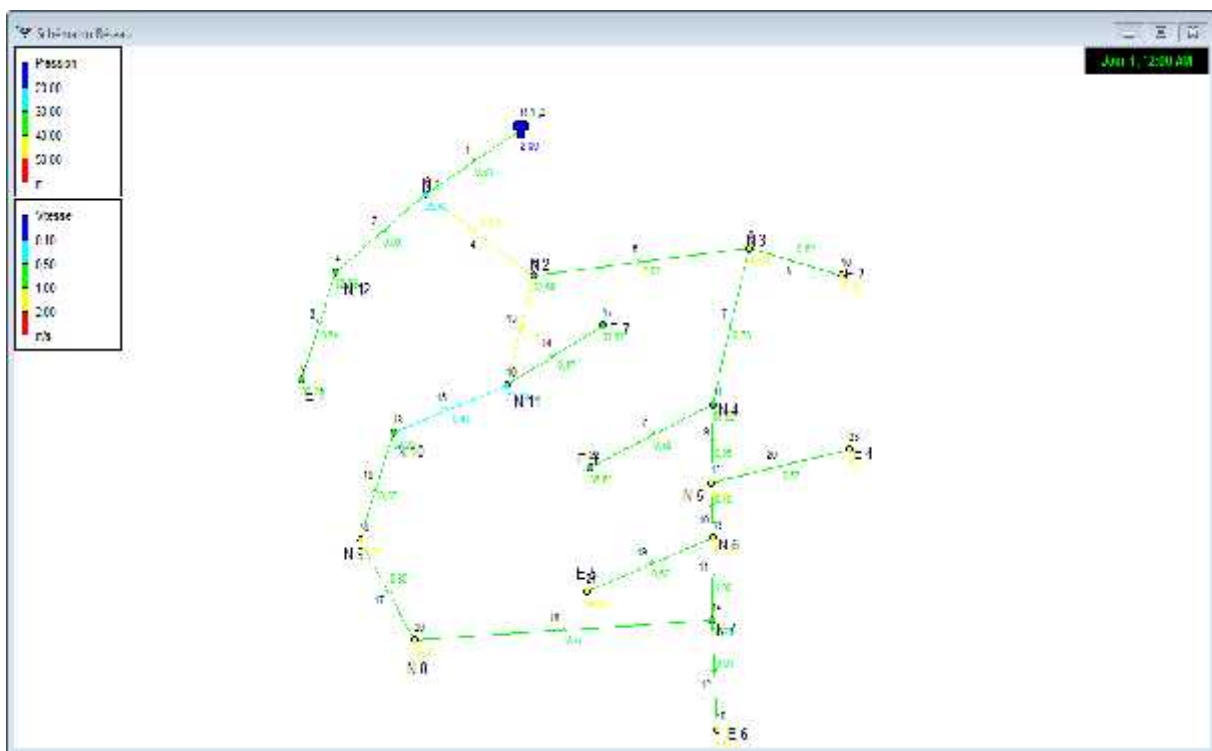


Figure N°IV-4 : Réseau de distribution dans l'epanet après la simulation (partie B).

- ✓ Les résultats sont représentés dans les tableaux N°IV-7-8:

Tableau N°IV-7 : détermination de la pression

État des Noeuds du Réseau				
	Altitude	Demande Base	Charge	Pression
ID Noeud	m	LPS	m	m
Noeud 3	1008	7,7	1033,4	25,4
Noeud 4	1000	3,16	1032,89	32,89
Noeud 5	999,89	1,72	1032,22	32,33
Noeud 6	1000	8,39	1032,69	32,69
Noeud 9	983	9,19	1032,01	49,01
Noeud 10	988	2,38	1030,92	42,92
Noeud 11	998	6,14	1031,62	33,62
Noeud 12	985,9	4,74	1031,34	45,44
Noeud 13	988,88	2,73	1031,19	42,31
Noeud 14	998,74	4,22	1031,03	32,29
Noeud 15	989,5	1,38	1030,2	40,7
Noeud 16	999,8	4,15	1028,54	28,74
Noeud 17	990	1,28	1027,86	37,87
Noeud 18	998,5	4,07	1028,72	30,22
Noeud 19	988,6	6,38	1029,37	40,77
Noeud 20	987,38	5,51	1030,48	43,1
Noeud 21	990,1	1,43	1030,27	40,17
Noeud 22	995,1	1,85	1030,79	35,69
Noeud 23	987,25	2,8	1030,4	43,15
Réservoir R,1,,2	1031,8	Sans Valeur	1033,8	2

Tableau N°IV-8 :détermination des la vitesse et la perte de charge

État des Arcs du Réseau					
	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
ID Arc	m	mm	LPS	m/s	m/km
Tuyau 3	133,2	63,8	1,72	0,54	5,01
Tuyau 4	209,4	277,6	66,64	1,1	3,39
Tuyau 5	279,56	277,6	55,62	0,92	2,43
Tuyau 6	184,64	69,8	2,38	0,62	5,9
Tuyau 7	248,21	277,6	44,05	0,73	1,58
Tuyau 8	143,79	63,8	1,85	0,58	5,73
Tuyau 9	83,7	220,4	36,06	0,95	3,35
Tuyau 10	66,43	220,4	28,52	0,75	2,17
Tuyau 13	161,29	53,6	2,63	1,17	25,73
Tuyau 14	99,22	53,6	1,28	0,57	6,77
Tuyau 15	61,57	85,4	-2,8	0,49	2,98
Tuyau 16	254,29	124,2	-6,87	0,57	2,54
Tuyau 17	240,5	141	-13,25	0,85	4,62
Tuyau 18	186,39	176,2	-18,76	0,77	2,97
Tuyau 19	110,9	53,6	1,43	0,63	8,31
Tuyau 20	217	79,2	2,8	0,57	4,31
Tuyau 1	275,96	352,6	79,22	0,81	1,46
Tuyau 2	111,76	96,8	4,88	0,66	4,54
Tuyau 11	34,1	176,2	24,36	1	4,82
Tuyau 12	106,7	53,6	1,38	0,61	7,78

Remarques et solutions :

Après la simulation du réseau de distribution par le logiciel Epanet, on a trouvé des vitesses faibles et fortes (au dessous et dessus de la norme requise), qui nécessitent une modification des diamètres des conduites sachant que :

- Pour les vitesses faibles ; aucun problème puisque les pressions sont bonne et il y a des ramifications, seulement nous préconisons le branchement directe des citoyens (par de borne fontaine) .ce qui permet de vidanger le réseau des dépôts résultant de cette faible vitesse d'écoulement.

- Par contre, pour les pressions élevées nous recommandons de créer des vannes régulatrices.
- Dans les quelque tronçons; la vitesse reste faible malgré qu'on a changé le diamètre de la conduite (problème de terrain très accidenté).

Conclusion :

Nous avons fait au cours de ce chapitre, la simulation par l'EPANET, on conclut que les résultats des pressions et des vitesses sont acceptables ;vu que notre zone d'étude présente un terrain très accidenté.



CHAPITRE V

Les réservoirs

Introduction :

Les réservoirs constituent les organes de régulations de pression et de débit entre deux régimes à savoir, le régime de consommation, ils permettent d'emmagasiner l'eau lorsque la consommation est inférieure à la distribution, et la restitue lorsqu'elle est supérieure.

V-1 Définition et rôle des réservoirs :

Le rôle des réservoirs est sensiblement varié au cours des âges servant tout d'abord de réservoirs d'eau, leur rôle primordial fut ensuite de parer à un accident survenu dans l'adduction.

Les progrès techniques dans la constitution et la pose des conduites, les protections automatiques mises en place tendent à transformer les accidents et le rôle des réservoirs peut être présent comme :

- 1 - assurer l'alimentation du réseau en cas de panne ou d'arrêt des distributions.
- 2 - maintenir l'eau à l'abri risque de contamination et la préserver contre les fortes variations de température.
- 3 - Intervenir en cas de pointe pour satisfaire le débit demandé.
- 4 - lutter efficacement contre les incendies [8].

V-2 Emplacement des réservoirs :

Après une étude économique approfondie et compte tenu de la topographie des lieux et des conditions locales on pourra déterminer le meilleur emplacement :

A: du point le plus bas alimenté.

B: de la hauteur maximale des immeubles «Bâtiment».

C: des pertes de charges des tronçons reliant les réservoirs et le point détecte le plus eu défavorable dont :

- la cote du radier doit être supérieure à la plus haute cote piézo-électrique exigée dans le réseau.
- Son emplacement doit être aussi choisi de telle façon à pouvoir satisfaire aux abonnés une pression suffisante au moment de la pointe.
- L'emplacement du réservoir doit se faire de préférence à l'extrémité de l'agglomération ou à proximité des centres de grandes consommations [8].

V-3 Choix du type des réservoirs:

Les réservoirs peuvent être classés suivant les conditions de construction en ;

Les réservoirs de brise charge.

A : les réservoirs enterrés

B : les réservoirs semi-enterrés.

C : les réservoirs surélevés.

On peut classer les réservoirs suivant leur mode d'utilisation.

- Les réservoirs de stockage des eaux traitées.
- Les réservoirs de brise charge.
- Les réservoirs sur sol peuvent être enterrés ou semi enterrés qui servent à stocker l'eau traitée provenant du champ captant.

Son volume doit satisfaire le besoin globale de l'agglomération, le réservoir sur la distribution lorsque le relief du site le permet **[8]**.

V- 4 Les caractéristiques des réservoirs:

Les matériaux employés dans la construction des réservoirs devront être choisis pour :

- Assurer leur parfait étanchéité pour éviter tout fuites et devront en aucun cas provoquer une altération des qualités de l'eau emmagasinée.
- Une bonne résistance et durabilité des matériaux après un long contact avec l'eau.

V-5 Principe de fonctionnement de réservoir:

La régularisation des débits (demande et apport) est posée sur les points suivant :

1- les installations et accessoires d'adduction permettent d'amener l'eau avec une régularisation importante.

2 - le réservoir permet de stocker pendant les heures de faible consommation les différences entre les débits (adduction-distribution). Ce pendant lors des heures de consommation maximum (heures de pointes) le déficit transitera du réservoir vers le réseau de distribution **[8]**.

V-6 Détermination de la capacité des réservoirs :

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

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

V-6-1 Principe de calcul:

Pour estimer la capacité d'un réservoir, nous avons recours soit à la méthode graphique, qui tient compte de la consommation totale déduite à partir des coefficients des variations horaires de la consommation, et la courbe d'apport de débit pompé.

La capacité est déduite à partir des extremums cumule de la consommation vis-à-vis de celle des apports.

V-6-2 Détermination analytique de la capacité du réservoir d'alimentation:

Généralement dans l'alimentation en eau potable, il est admis que la capacité du réservoir n'excède pas 30% de la consommation maximal journalière plus la réserve d'incendie.[7]

Cette capacité est déterminée par la relation suivante :

Ou :

$$V_r = 30\%Maxj + Vinc$$

(V-1). [7]

V_r : volume de réservoir (m^3).

Q_{maxj} : la consommation maximale journalière (m^3/j).

V_{inc} : le volume d'incendie qu'est donné par l'expression $V_{inc}=120 m^3$

t : temps d'extinction d'un incendie (2-3) heure, on prend $t =2 h$.

Q_{inc} : débit d'incendie donné 17 l/s.

la capacité du réservoir :

Réservoir d'une capacité de $2 * 500m^3 = 1000m^3$

Réservoir d'une capacité de $500m^3$.

V -7 Dimensionnement du réservoir :

a- la hauteur d'eau dans le réservoir :

La hauteur dans le réservoir doit être entre (3-6) m, et peut atteindre jusqu'à 8m dans des cas exceptionnels, dans le notre, on prend ($H_e=4m$ dans réservoir 2, et $H_e=5$ dans le réservoir 1).

b- diamètre du réservoir :

$$D = 16.00m$$

$$D = 12.61m$$

C- la surface du radier du réservoir :

$$\text{On à : } S = \frac{\pi \times D^2}{4} = \frac{3.14 \times 16^2}{4} = 200.96 \text{ m}^2$$

Donc la hauteur d'eau réelle dans le réservoir 1 est 5.00m.

$$\text{On à : } S = \frac{\pi \times D^2}{4} = \frac{3.14 \times 12.61^2}{4} = 124.82 \text{ m}^2$$

d- la hauteur de la réserve d'incendie : elle est calculée par la formule suivante :

$$H_{inc} = V_{inc} / S \quad (V-2)$$

Ou :

V_{inc} : le volume d'incendie ($V_{inc} = 120m^3$)

S : la surface du radier du réservoir (m^2).

$$\text{(Réservoir 1)} \quad H_{inc} = 120/200.96 = 0.59m.$$

$$\text{(Réservoir 2)} \quad H_{inc} = 120/124.82 = 0.96m$$

Tableau N°V-1 : récapitulatif des résultats.

	Vt (m3)	Vinc (m ³)	He (m)	D (m)	Hinc (m)
Réservoir 2*1000	1000	120	5.00	15.96	0.59
Réservoir 500	500	120	4.00	12.61	0.96

V-8 Exigences principales à satisfaire par les réservoirs :

V-8-1 durabilités :

Les réservoirs doivent être construits en matériaux durables, ils doivent être couverts l'abri de la contamination des eaux souterraines d'infiltration des pluies et de poussières, ils doivent être aérées tout en restant à l'abri du froid et de la chaleur.

Les surfaces qui sont en contact avec l'eau doivent être lisses et les matériaux noyés ne doivent. En aucun cas, ni se désagréger ni communiquer à l'eau des saveurs et odeurs désagréables, aussi afin de prévoir d'éventuelles nettoyages et travaux de maintenance, les réservoirs doivent être visitables.

V-8-2 étanchéités :

L'étanchéité est le facteur essentiel que doit parfaire le réservoir, surtout pour la surface intérieure, afin d'éviter les fuites d'eau et les fissurations du réservoir.

Pour cela, il faut que la mise en œuvre du béton de la cuve soit effectuée dans les meilleures conditions. En évitant, ou en soignant particulièrement les reprises de bétonnage.

L'emploi du ciment à prise lente ainsi que l'exécution d'un enduit à la paroi interne est conseillé.

V-8-3 résistances :

Le réservoir doit être dimensionné de manière à équilibrer tous les efforts qu'il subit sur toutes ces parties, afin d'assurer sa résistance aux sollicitations à la fois intérieure et extérieure pouvant endommager celui-ci [8].

V-9 Equipements des réservoirs :

V-9-1 Arrivée de l'adduction :

Afin d'éviter la surveillance pendant le remplissage, au débouché dans le réservoir, la conduite d'adduction doit pouvoir s'obturer quand l'eau atteint dans la cuve, son niveau maximal.

L'obturation par robinet-flotteur, si l'adduction est gravitaire, ou bien, dans le cas de l'adduction par refoulement, l'obturation est assurée par un dispositif permettant l'arrêt de pompage.

L'adduction s'effectue par verse, soit en chute libre provoquant ainsi une oxygénation de l'eau, cas favorable pour des eaux souterraines, mais défavorable pour certaines eaux détruisant ainsi l'équilibre carbonique qui s'était établie au sein du liquide et précipitant le calcaire. Ce qui engendre l'entartrage du réservoir et des conduites avalées, soit en prolongeant la conduite de façon à avoir son extrémité, mais en cas d'accident sur la conduite de refoulement, le réservoir se vide par siphonage et on remédie par un clapet anti-retour.

Aussi, on peut préconiser une adduction au fond du réservoir afin d'avoir une légère économie sur les frais d'exploitation dans le cas d'adduction par refoulement [8].

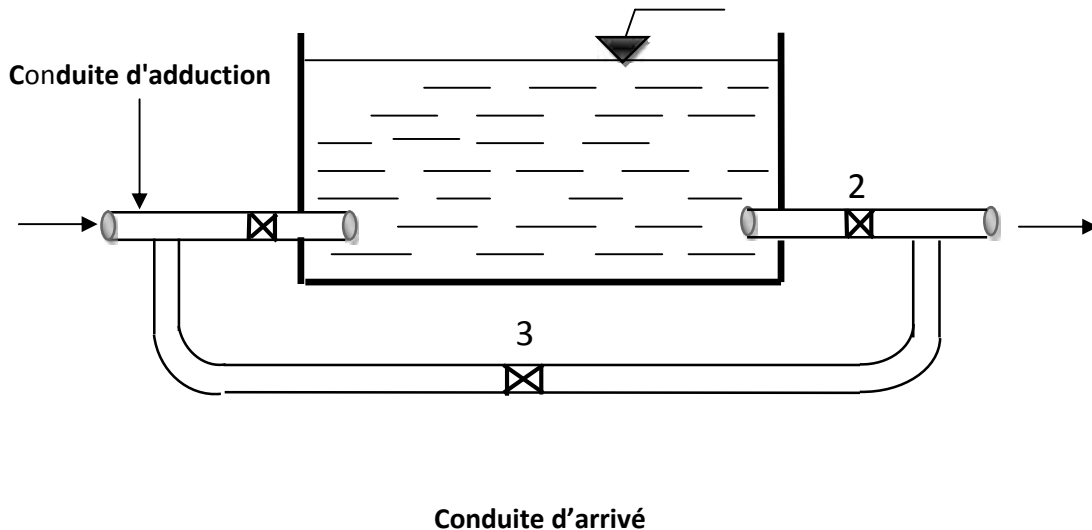


Figure N°V-1 : conduite d'arrivée

V-9-2 Départ de la distribution :

En vue de faciliter le brassage de l'eau, on dispose le départ à l'opposé de l'arrivée.

Un robinet sera formateur ménage sur le départ de la conduit est automatisée de celui-ci en utilisant une vanne papillon à commande hydraulique qui sera opérationnelle dès qu'une rupture de la conduit se manifeste [8].

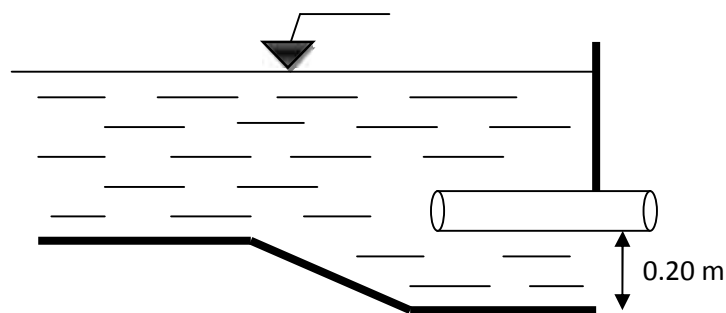


Figure N°V-2:Conduite de distribution

V-9-3 Trop –plein :

Dans le but d'assurer l'évacuation du débit d'adduction dans le cas où la pompe ne serait pas arrêter, ainsi évité le diversement du réservoir, on prévoit un trop-plein dimensionné selon le débit arrivant et débouchant à un exutoire voisin ou à l'égout.

Afin d'éviter toute émanation gazeuse désagréable et contamination de l'eau dans la suite, on ménage un joint hydraulique constitué par un siphon à l'aval de la canalisation du trop-plein [8].

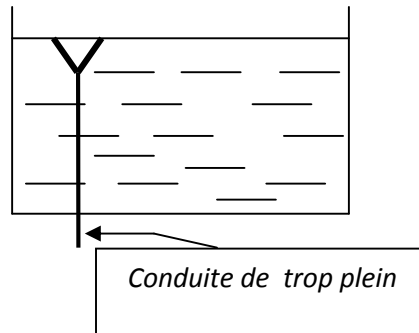


Figure N°V-3 : conduite de Trop-plein

V-9- 4 Vidange :

La conduite de vidange part du point bas du réservoir, se raccorde sur la canalisation, et comporte un robinet vanne.

Son rôle permet l'inspection et le nettoyage ainsi que d'éventuelles réparation.

V-9- 5 BAY-PASS :

Au moment du nettoyage ou de réparation du réservoir, le BAY-PASS permet la distribution en reliant la conduite d'amener à celle de la distribution et à l'instant voulu on procède à la fermeture et ouverture de vanne.

En marche normal, la vanne 1 et 3 ouvert, la vanne 2 est fermée, au moment du nettoyage ou de la réparation, la vanne 2 ouvert et les vanne 1 et 3 fermée.

V-9- 6 Matériel du réservoir d'incendie :

Afin d'empêcher à la réserve d'eau consacrée à l'extinction des incendies de passer dans la distribution, sachant qu'on ne peut pas assurer la surveillance permanente du plan d'eau dans le réservoir, on fait recours à deux procédés.

Le premier consiste à distribuer l'eau en régime normale à deux procédés pris située au-dessus du volume réservé, et commandé par la vanne 2.

La pris située au voisinage du fond est commandé par la vanne 1 (vanne d'incendie), qui peut être télécommandée en cas de sinistre.

L'inconvénient de cette solution est, sauf en cas d'alimentation du réservoir par le fond, qu'il subsiste entre les prises 1 et 2 des zones d'eau mal renouvelée, ou

risque de développement des micro-organismes contaminant tout l'eau du réservoir et ceci a tendance de celui donner un goût désagréable.

Le deuxième procédé est établi les inconvénients du premier, il consiste à prélever au voisinage du fond du réservoir, mais en la faisant transiter en service normale par un siphon situé à la cote supérieure de la réserve d'incendie, et muni d'un évent qui la désamorce des que l'eau atteint ce niveau.

En cas de sinistre, l'ouverture de la vanne 2 (vanne d'incendie) court-circuite le siphon et assure la mise en service de la réserve d'incendie.

En évitant ainsi la stagnation de l'eau au voisinage du fond du réservoir. Pour ce dernier procédé, il faut disposer en série une troisième vanne afin de permettre les entretiens sans vider le réservoir [8].

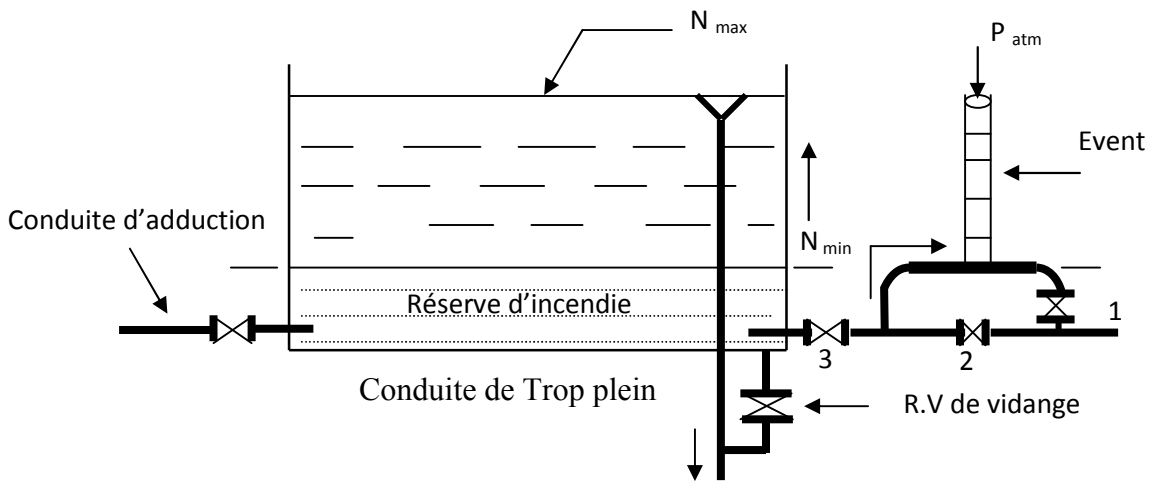
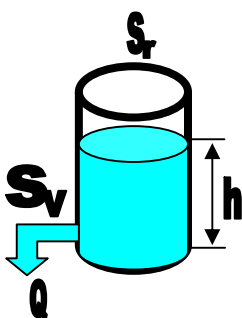


Figure N°V-4 : matérialisation de la réserve d'incendie

V-10 vidange des réservoirs :

Supposons un réservoir de section constante S et une hauteur d'eau H, si le débit d'apport égal au débit de vidange donc H reste constant mais si le débit apport est nul, la cuve sera vidée au bout d'un temps dt.

D'après la formule de Torricelli :



$$Q_v = \mu \cdot S_v \cdot \sqrt{2gh} \quad (V-5)$$

μ : Coefficient de débit qui varie avec la forme, les dimensions et les orientations des orifices.

Pour un calcul proche et pour un orifice circulaire en mince paroi on peut prendre $\mu = 0.62$

$$t = \frac{2 \times Sr \times \sqrt{h}}{\mu \cdot Sv \sqrt{2g}} \quad (\text{V-6})$$

Le temps de vidange de notre réservoir avec un diamètre de vidange en mm et une hauteur d'eau en m, peut prendre des heures, minutes et secondes.

Conclusion :

Nous avons fait au cours de ce chapitre, le dimensionnement des deux réservoirs la capacité 1000m^3 , et 500m^3 des zones basse et haute de la commune AMIRA ARRES chef lieu Tassaft on conclut que la connaissance des ces paramètres est nécessaire pour satisfaire, besoins en eau de toutes l'agglomération.



CHAPITRE VI

Adduction

Introduction :

N'importe quel réseau d'alimentation en eau potable doit avoir une adduction soit par pompage, soit gravitaire soit mixte. Et pour ces trois cas on a le facteur topographie qui rentre en jeu. Ce dernier nous oblige à placer certains accessoires :

En vue de dimensionner cette conduite d'adduction nous prenons en considération deux aspects, l'un économique et l'autre technique.

VI-1 Types d'adduction :

Pour définir les besoins de l'eau potable il y'a 3 types d'adduction :

- adduction gravitaire
- adduction par refoulement
- adduction mixte

VI-2 Définition de chaque type :

VI-2-1: Adduction gravitaire :

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

VI-2-2 Adduction par refoulement :

Ce type d'adduction fait appel à une source d'énergie fournie par une pompe pour élever les eaux, en effet le point de forage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation.

L'adduction sera faite par l'intermédiaire des stations de reprises.

Le choix des différents sites pour la projection des stations de reprises sera conditionné par :

- ✓ La disponibilité de l'énergie électrique suffisante pour le fonctionnement de la station.
- ✓ La disponibilité de type de pompes sur le marché national tout en évitant les prototypes spéciaux.
- ✓ La disponibilité de la conduite à supporter une pression nominale donnée.
- ✓ L'assiette nécessaire à recevoir l'ouvrage avec ses commodités.

Enfin de compte, et à la demande du maître de l'ouvrage, la prise en considération de la sécurité de l'ouvrage (gardiennage).

VI-2-3 Adduction mixte :

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

Dans le cas de notre étude, l'adduction à projeter est une adduction gravitaire, et notre partie de cette étude l'adduction par refoulement.

VI-3 Conditions d'établissement du tracé de la conduite d'adduction :

Pour établir le tracé de la conduite, il y a plusieurs conditions qui doivent être respectées :

VI-3-1 Conditions techniques :

En vue de l'établissement du tracé de l'adduction, on veille généralement à respecter dans la mesure du possible certaines conditions, dont les plus importantes sont mentionnées ci-dessous :

- Choisir un tracé le plus court possible.
- Rechercher un profil en long aussi régulier que possible, établi de préférence avec une rampe toujours dans le même sens.
- Éviter les contres pentes qui au droit des points hauts, peuvent donner lieu en exploitation à une décontamination (stagnation) d'air difficile à évacuer.
- Éviter les profils horizontaux (des tassements ultérieurs de sol pourraient engendrer des points hauts non prévus).
- Dans la mesure du possible suivre les accotements des routes (pour une meilleure exploitation).
- Éviter la traversée des massifs boisés [9].

VI-3-2 Conditions économiques :

Dans le but d'économie du projet, on a tenté d'allier au meilleur profil en long, le tracé en plan le plus court, ce qui permet de gagner en frais de premier établissement mais en exploitation des stations de pompes.

Plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever, plus la perte de charge sera grande, plus la pompe devra être puissante, donc l'énergie dépensée sera importante.

Donc, il existe un diamètre économique pour la conduite, résultant d'un compromis entre les deux tendances suivantes :

- Les frais d'amortissement de la conduite qui croissent avec le diamètre de la canalisation.
- Les frais d'exploitation de la station de pompage qui décroissent quand le diamètre augmente, par la suite de la diminution des pertes de charges [9].

VI-4 Choix du type de la conduite:

Le choix est établi sur des critères d'ordre technique, à savoir la pression de service, les conditions de pose, et sur des critères d'ordre économique, qui englobent le prix de la fourniture et le transport, en général le choix du matériau utilisé dépend :

- De l'agressivité du sol.
- De la pression de service indispensable.
- De l'économie du projet (coût de la canalisation et sa disponibilité sur le marché local et national).
- Le mode de jonction (le plus simple et le plus efficace) de la conduite avec les équipements auxiliaires (joints, coudes, vannes...etc.).

Parmi les matériaux utilisés on peut citer : l'acier, la fonte, le PVC et le PEHD.

Dans notre étude, nous avons choisi des conduites en PEHD pour les spécifications suivantes :

- Résistance à la corrosion.
- Usinabilité excellente.
- Résistance à l'usure par frottement grâce à l'action lubrifiante du graphite.
- Grande capacité d'amortissement des vibrations.
- Les revêtements intérieurs sont du mortier à base de ciment qui donne aux tuyaux une surface d'écoulement lisse [8].

NB : Les revêtements intérieurs de la conduite en PEHD non applicable.

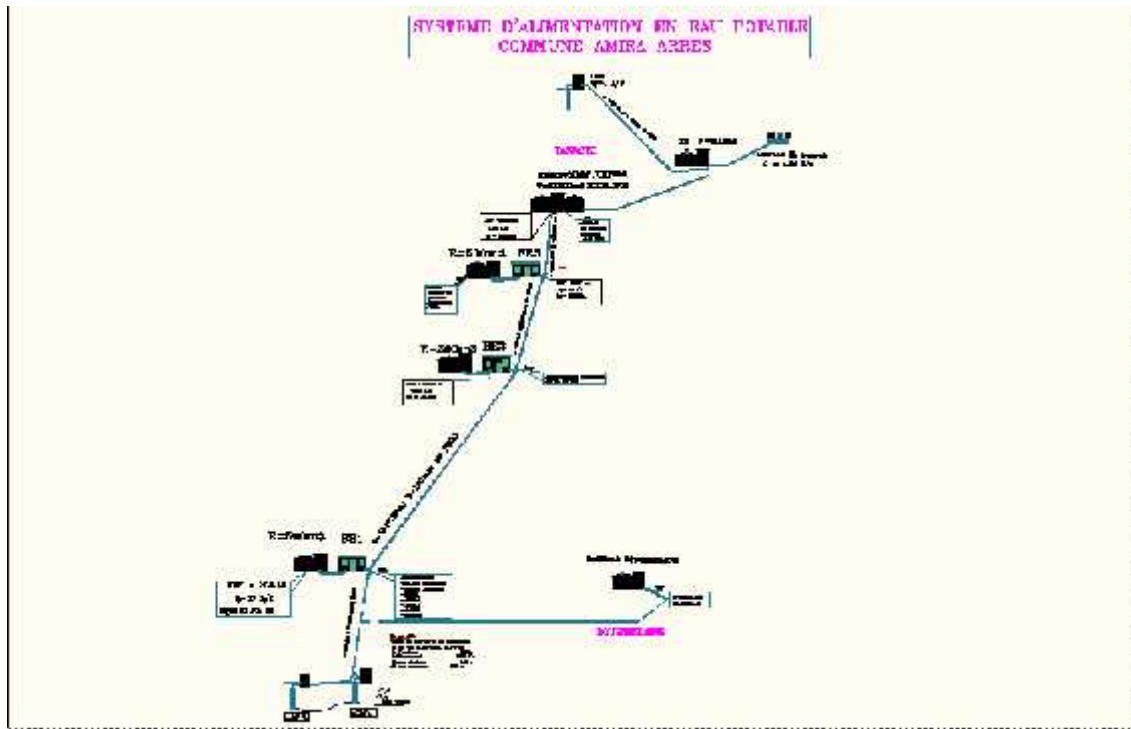


Figure N°VI-1 : schéma synoptique de la commune AMIRA ARRES.

VI-5 Calcul Hydraulique:

VI-5-1 Prédimensionnement de la conduite de refoulement :

a)-Diamètre économique:

Actuellement, le diamètre économique est déterminé par une des relations suivantes :

1. Bresse :

$$\text{Déc} = 1.5 \sqrt{Q}$$

(VI-1)

2. Bonin :

$$\text{Déc} = \sqrt{Q}$$

(VI-2)

3. On suppose $v=1$ m/s: $Q=V \cdot S=S$, $Q=\frac{D^2}{4}$

$$\text{Déc} = \sqrt{\frac{4Q}{\pi}}$$

(VI-3)

Où:

- ✓ $D_{éc}$: Diamètre économique en (m).
- ✓ Q : Débit transitant dans la conduite en (m^3/s).

Les applications numérique dans les tableaux (tableau VI-1, et tableau VI-5, et tableau VI-9, tableau VI-13, tableau VI-17).

b)-Perte de charge:

On rencontre deux types de pertes de charge dans les conduites d'adduction.

- ✓ Pertes de charge linéaires.
- ✓ Pertes de charge singulières.

Les premières sont dues aux frottements de l'eau contre les parois de canalisations elles sont déterminées par la formule suivante :

Darcy- Weisbach :

$$H = JxL \quad (VI-4)$$

Avec:

- ✓ L : Longueur géométrique de la conduite (m).
- ✓ J : Gradient de perte de charge (m).

$$J = \frac{\lambda}{D} \frac{V^2}{2g} \quad (VI-5)$$

Où :

- ✓ D : Diamètre hydraulique de la conduite (m).
- ✓ V : Vitesse moyenne de l'eau dans la conduite (m/s).
- ✓ g : Accélération de la pesanteur (m/s^2).
- ✓ λ : Coefficient de frottement adimensionnel, qui dépend de la nature du régime d'écoulement.

En régime turbulent λ est donné par la formule de NIKURADSE :

$$\lambda = \left(1,14 - 0,86 \ln \frac{\varepsilon}{D} \right)^{-2} \quad (VI-6)$$

Avec :

- ✓ ε : rugosité de la conduite en (mm).
- ✓ D : diamètre de la conduite (mm).
- ✓ Au régime transitoire λ est déterminé à partir de l'abaque de MOODY.

A la première approximation λ est donné par la formule de NIKURADSE.

Les pertes de charge singulières sont occasionnées par les vannes, robinets, ventouses, changement de direction, ou de section ...etc.

Généralement estimées à 15% des pertes de charge linéaires, les pertes de charge totale le long de la conduite sont :

$$\Delta H_T = \Delta H_l + \Delta H_s = \Delta H_l + 0,15\Delta H_l = 1,15\Delta H_l \quad (\text{VI-7})$$

$$\Delta H_T = 1,15 \frac{\lambda V^2}{D} \frac{L}{2g} \quad (\text{VI-8})$$

Les applications numérique sont représentés dans les tableaux (tableau VI-1, et tableau VI-5, et tableau VI-9, tableau VI-13, tableau VI-17).

c)- Vérification du régime (nombre de Reynolds) :

Pour chaque calcul, on vérifie le régime d'écoulement à l'aide de la formule suivante:

$$R = \frac{VD}{\nu} \quad (\text{VI-9})$$

Où :

- ✓ R : Nombre de REYNOLDS.
- ✓ $V = \frac{4Q}{\pi D}$: Vitesse moyenne d'écoulement (m/s).
- ✓ ν : Viscosité cinématique de l'eau (m²/s).

d)- La rugosité :

La rugosité absolue à l'état neuf du PEHD est donnée comme suit :

- ✓ Pour les diamètres $D \leq 200\text{mm}$, $\varepsilon = 0,01\text{mm}$.
- ✓ Pour les diamètres $D > 200\text{mm}$, $\varepsilon = 0,02\text{mm}$.

Est comme le calcul des adductions est faite a long terme une majoration des rugosités sera prise en compte, dont les valeurs sont :

- ✓ Pour les diamètres $D \leq 200\text{mm}$, $\varepsilon = 0,02\text{mm}$.
- ✓ Pour les diamètres $D > 200\text{mm}$, $\varepsilon = 0,04\text{mm}$.

VI-5-2 Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT):

a) Hauteur géométrique total:

$$H_{MT} = H_g + \Delta H_T$$

(VI-10)

Où :

- ✓ H_g : Hauteur géométrique de refoulement (m).
- ✓ ΔH_T : Perte de charge totale (m).

Les applications numérique dans les tableaux (tableau VI-1, et tableau VI-5, et tableau VI-9, tableau VI-13, tableau VI-17).

b) Puissance absorbée par la pompe:

$$p = \frac{\rho \cdot Q \cdot H_{MT}}{\eta}$$

(VI-11)

Avec :

- ✓ P : Puissance en (w).
- ✓ η : Rendement de pompage (0,70 ÷ 0,80) on prend $\eta = 0,75$.
- ✓ H_{MT} : Hauteur manométrique totale (m).
- ✓ Q : Débit refoulé (m/s).
- ✓ ρ : la masse volumique de l'eau (kg/m^3).

Les applications numérique dans les tableaux (tableau VI-2, et tableau VI-6, et tableau VI-10, tableau VI-14, tableau VI-18).

c) Energie consommée par la pompe:

$$E = P \cdot t \cdot 365 \quad (\text{KWh/an})$$

(VI-12)

Les applications numérique sont représentés dans les tableaux (tableau VI-2, et tableau VI-6, et tableau VI-10, tableau VI-14, tableau VI-18).

VI-6 : Dimensionnement des adductions pour plusieurs tronçons :

VI -6-1 : Partie 1 : (forage AM6 jusqu'au réservoir 2*500m³) dans cette partie l'adduction se fait par refoulement.

1 - Premier tronçons : forage AM6 - station de reprise N°01:

Les paramètres initiaux :

Cote TN (forage) :	333.95m
ND (forage) :	8m
Cote TN (SR) :	519.68m
Hauteur géométrique :	193.73m
Longueur de l'adduction :	1621.50ml
Débit :	25 l/s.

Les calculs du premier tronçon donnent les résultats suivant :

✓ L= 1621.50 m : Longueur du la conduite de refoulement.

✓ Q = 25 l/s : débit refoulé par la pompe immergé.

- Bonin : Déc = $\sqrt{Q} = \sqrt{0.025} = 0.158$, en prend Déc=160 mm ,en PEHD PN16.

- Bresse : Déc = $1.5 \times \sqrt{Q} = 1.5 \times \sqrt{0.025} = 0.237$, en prend Déc=250 mm, en PEHD PN16.

-V=1m/s : Déc = $\sqrt{\frac{4Q}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 0.025}{3.14}} = 0.178$, en prend Déc =200 mm ,en PEHD PN16.

Hauteur géométrique (H_g) :

$$H_g = \text{CTN} - \text{CND}_{(\text{forage})}$$

$$\text{CND}_{(\text{forage})} = \text{CTN}_{(\text{forage})} - \text{ND}_{(\text{forage})}$$

$$\text{CND} = 333.95 - 8 = 325.95 \text{ m}$$

$$H_g = 519.68 - 325.95 = 193.73 \text{ m}$$

$$H_g = 193.73 \text{ m}$$

CTN : cote niveau terrain naturel de la station N°01 (m).

CND_{forage} : cote niveau terrain naturel du forage(m).

ND : niveau dynamique (m).

Calcul des caractéristiques de la pompe immergée L= 1621.50 ml ;

H_g=193.73 m

Tableau N°VI-1: Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT)

longueur adduction (m)	∅(mm) extérieur	∅(mm) intérieur	Q _{reffo} ulé (m ³ /s)	V (m/s)	ε (mm)	$\frac{\epsilon}{D}$	R	$\ln\left(\frac{\epsilon}{D}\right)$	λ	ΔH (m)	hg (m)	Hmt (m)
1621,5	160	130,8	0,025	1,861465	0,02	0,00015291	243479,6	-8,7856924	0,01322	33,29731	193,73	227,0273083
1621,5	200	163,6	0,025	1,189882	0,02	0,00012225	194664,6	-9,0094474	0,01266	10,41165	193,73	204,1416536
1621,5	250	204,6	0,025	0,76078	0,04	0,0001955	155655,6	-8,5399327	0,01389	3,735012	193,73	197,465012

Tableau N°VI-2: Calcul des frais d'exploitation

∅(mm) extérieur	∅(mm) intérieur	Hmt (m)	Q _{reffoulé} (m ³ /s)	puissance (KW)	nombre d'heure de pompage	Energie (KWh/an)	DA/KWh	Dépenses(DA)
160	130,8	227,03	0,025	74,2	18	487494	2,83	1379608.02
200	163,6	204,14	0,025	66,8	18	438876	2,83	1242019.08
250	204,6	197,47	0,025	64,6	18	424422	2,83	1201114.26

Tableau N°VI-3 : Calcul des Frais d'amortissement

DN _{ext} -DN _{int} (mm)	Prix DA/ml	Longueur (ml)	Dépense (DA)	Annuité
160-130,8	2081,77	1621,5	3375590,06	275785,707
200-163,6	3269,16		5300942,94	433087,038
250-204,6	5057,93		8201433,5	670057,117

Tableau N°VI-4 : Calcul du bilan

DN _{ext} -DN _{int} (mm)	Frais d'amort(DA)	Frais d'exploit(DA)	Frais total(DA)	Diamètre économique (mm)
160-130,8	275785,707	1379608.02	1655393.73	
200-163,6	433087,038	1242019.08	1675106.12	200
250-204,6	670057,117	1201114.26	1871171.38	

D'après l'étude technico-économique en prend le diamètre de DN200mm, en PEHD PN16 bars ,avec un débit = **25 l/s** ,et Hmt = **204.14m**, Vitesse = **1.18m/s** et une perte de charge totale=10.41m.ccc

2- Deuxièmes tronçons : la station N°01- la station N°02 :

Les paramètres initiaux :

Cote TN (S1) : 519.68 m
 Cote TN(S2) : 700.00 m
 Hauteur géométrique : 180.32 m
 Longueur de l'adduction : 1914.86m
 Débit : 25 l/s.

Les calculs du deuxième tronçon donnés les résultats suivant ci après :

- ✓ L= 1914.86 m : Longueur du la conduite de refoulement.
- ✓ Q = 25 l/s : débit refoulé par la pompe immergé.

-Bonin :Déc = $\sqrt{Q} = \sqrt{0.025} = 0.158$, en prend Déc=160 mm, en PEHD PN16.

-Bresse :Déc = $1.5 \times \sqrt{Q} = 1.5 \times \sqrt{0.025} = 0.237$, en prend Déc=250 mm ,en PEHD PN16.

- V=1m/s :Déc= $\sqrt{\frac{4Q}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 0.025}{3.14}} = 0.178$, en prend Déc =200 mm, en PEHD PN16.

Hauteur géométrique (H_g) :

$$H_g = \text{CNCP}_{S2} - \text{CNCP}_{S1}$$

CNCP_{S2} : cote naturelle calage pompe (station N°02) (m).

CNCP_{S1} : cote naturelle calage pompe (station N°01) (m).

$$\text{CNCP}_{S1} = \text{CTN}_{S1} - h_{\text{calage p}}$$

Avec :

CTN_{S1} : cote terrain naturel (station N°01) (m).

h_{calage p} : hauteur de calage de la pompe(m).

$$\text{CNCP}_{S1} = 519.68 - 1.30 = 518.38\text{m.}$$

$$\text{CNCP}_{S2} = \text{CTN}_{S2} - h_{\text{calage p}}$$

Avec :

CTN_{S2} : cote terrain naturel (station N°02) (m).

h_{calage p} : hauteur de calage du pompe (m).

$$\text{CNCP}_{S2} = 700 - 1.30 = 698.7\text{m.}$$

$$\text{Hg} = 698.7 - 518.38 = 180.32\text{m}$$

Calcul des caractéristiques de la pompe immergée L= 1914.86 ml ;

Hg= 180.32m.

Tableau N°VI-5: Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT)

longueur adduction (m)	∅(mm) extérieur	∅(mm) intérieur	Q _{reffoulé} (m3/s)	V (m/s)	ε (mm)	$\frac{\epsilon}{D}$	R	$\ln\left(\frac{\epsilon}{D}\right)$	λ	ΔH (m)	hg (m)	Hmt (m)
1914,86	160	130,8	0,025	1,861465	0,02	0,00015291	243479,6	-8,7856924	0,01322	39,32142	180,32	219,6414207
1914,86	200	163,6	0,025	1,189882	0,02	0,00012225	194664,6	-9,0094474	0,01266	12,29532	180,32	192,6153185
1914,86	250	204,6	0,025	0,76078	0,04	0,0001955	155655,6	-8,5399327	0,01389	4,410746	180,32	184,7307463

Tableau N°VI-6: Calcul des frais d'exploitation

∅(mm) extérieur	∅(mm) intérieur	Hmt (m)	Q _{reffoulé} (m3/s)	puissance (KW)	nombre d'heure de pompage	Energie (Kwh/an)	DA/K Wh	Dépenses (DA)
160	130,8	219,64	0,025	71,8	18	471726	2,83	1334984.58
200	163,6	184,73	0,025	60,4	18	396828	2,83	1123023.24
250	204,6	197,47	0,025	64,6	18	423108	2,83	1197395.64

Tableau N°VI-7 : Calcul des Frais d'amortissement

DN _{Next} -DN _{int} (mm)	Prix DA/ml	Longueur (ml)	Dépense (DA)	Annuité
160-130,8	2081,77	1914,86	3986298,1	325680,555
200-163,6	3269,16		6259983,72	511440,67
250-204,6	5057,93		9685227,84	791283,115

Tableau N°VI- 8 : Calcul du bilan

DN _{Next} -DN _{int} (mm)	Frais d'amort(DA)	Frais d'exploit(DA)	Frais total(DA)	Diamètre économique(mm)
160-130,8	325680,555	1334984.58	1660665.14	
200-163,6	511440,67	1123023.24	1634463.91	200
250-204,6	791283,115	119739.64	1988678.75	

D'après l'étude technico-économique on prend le diamètre de DN200mm, en PEHD PN16 bars, avec un débit = **25 l/s**, et Hmt = **192 m**, Vitesse = **1.18m/s** et une perte de charge totale=12.29 m.

3- Troisième tronçons : la station N°02- la station N°03 :

Les paramètres initiaux :

- Cote TN (S2) : 700.00m
- Cote TN(S3) : 833.58 m
- Hauteur géométrique : 133.58 m
- Longueur de l'adduction : 655.94 ml
- Débit :25 l/s.

Les calculs du troisième tronçon donnés les résultats suivant ci après :

- ✓ L= 655.94 m : Longueur du la conduite de refoulement.
- ✓ Q = 25 l/s : débit refoulé par la pompe immergé.

-Bonin :Déc = $\sqrt{Q} = \sqrt{0.025} = 0.158$, on prend Déc=160 mm en PEHD PN16.

-Bresse :Déc = $1.5 \times \sqrt{Q} = 1.5 \times \sqrt{0.025} = 0.237$, on prend Déc=250 mm en PEHD PN16.

$$V = 1\text{m/s} : \text{Déc} = \sqrt{\frac{4Q}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 0.025}{3.14}} = 0.178, \text{ en prend Déc} = 200 \text{ mm en PEHD PN16.}$$

Hauteur géométrique (H_g) :

$$H_g = \text{CNCP}_{S3} - \text{CNCP}_{S2}$$

CNCP_{S3}: cote naturel calage pompe (station N°03) (m).

CNCP_{S2} : cote naturel calage pompe (station N°02) (m).

$$\text{CNCP}_{S2} = \text{CTN}_{S2} - h_{\text{calage p}}$$

Avec :

CTN_{S2}: cote terrain naturel (station N°02) (m).

h_{calage p} : hauteur de calage du pompe(m).

$$\text{CNCP}_{S2} = 698.7\text{m}$$

$$\text{CNCP}_{S3} = \text{CTN}_{S3} - h_{\text{calage p}}$$

Avec :

CTN_{S3} : cote terrain naturel (station N°03) (m).

h_{calage p} : hauteur de calage du pompe (m).

$$\text{CNCP}_{S3} = 833.58 - 1.30 = 832.28\text{m}$$

$$H_g = 832.28 - 698.7 = 133.58\text{m}$$

$$H_g = 133.58\text{m}$$

Calcul des caractéristiques de la pompe immergée L= 655.94 ml ;

H_g = 133.58 m

Tableau N°VI-9: Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT)

longueur adduction (m)	Ø(mm) extérieur	Ø(mm) intérieur	Q _{reffoulé} (m ³ /s)	V (m/s)	ε (mm)	$\frac{\epsilon}{D}$	R	$\ln\left(\frac{\epsilon}{D}\right)$	λ	ΔH (m)	hg (m)	Hmt (m)
655,94	160	130,8	0,025	1,861464953	0,02	0,000152905	243479,6159	-8,785692444	0,013224868	13,46964933	133,58	147,0496493
655,94	200	163,6	0,025	1,189881612	0,02	0,000122249	194664,6318	-9,00944743	0,012658426	4,21179159	133,58	137,7917916
655,94	250	204,6	0,025	0,760780011	0,04	0,000195503	155655,5902	-8,539932678	0,013891964	1,510911986	133,58	135,090912

Tableau N°VI-10: Calcul des frais d'exploitation

ø(mm) extérieur	ø(mm) intérieur	Hmt (m)	Qreffoulé (m3/s)	puissance (KW)	nombre d'heure de pompage	Energie (KWh/an)	DA/KWh	Dépenses (DA)
160	130,8	147, 05	0,025	48,1	18	316017	2,83	894328. 11
200	163,6	137, 79	0,025	45,1	18	296307	2,83	838548. 81
250	204,6	135, 09	0,025	44,2	18	290394	2,83	821815. 02

Tableau N°VI-11 : Calcul des Frais d'amortissement

DN _{ext} -DN _{int} (mm)	Prix DA/ml	Longueur (ml)	Dépense (DA)	Annuité
160-130,8	2081,77	655,94	1365516,21	111562,675
200-163,6	3269,16		2144372,81	175195,259
250-204,6	5057,93		3317698,6	271055,976

Tableau N°VI-12 : Calcul du bilan

DN _{ext} - DN _{int} (mm)	Frais d'amort (DA)	Frais d'exploit (DA)	Frais total (DA)	Diamètre économique (mm)
160-130,8	111562,675	894328.11	1005890.78	160
200-163,6	175195,259	838548.81	1013744.07	
250-204,6	271055,976	821815.02	1092870.99	

D'après l'étude technico-économique en prend le diamètre de DN160mm, en PEHD PN16 bars, avec un débit = 25 l/s, et Hmt = 147.04m, Vitesse = 1.86m/s et une perte de charge totale=13.46m.

4-Quatrième tronçons : la station N°03 jusqu'à réservoir 2*500m³ :

Les paramètres initiaux :

- Cote TN (S3) : 833.58m
- Cote TN(R1) : 1031.8m
- Hauteur géométrique : 203.52 m
- Longueur de l'adduction : 1437.15 ml
- Débit : 25 l/s.

Les calculs du Quatrième tronçon donnés les résultats suivant ci après :

- ✓ L= 1437.15 m : Longueur du la conduite de refoulement.
- ✓ Q = 25 l/s : débit refoulé par la pompe immergé.

-Bonin : $Déc = \sqrt{Q} = \sqrt{0.025} = 0.158$, en prend Déc=160 mm ,en PEHD PN16.

-Bresse : $Déc = 1.5 \times \sqrt{Q} = 1.5 \times \sqrt{0.025} = 0.237$, en prend Déc=250 mm, en PEHD PN16.

-V=1m/s : $Déc = \sqrt{\frac{4Q}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 0.025}{3.14}} = 0.178$, en prend Déc =200 mm, en PEHD PN16.

Hauteur géométrique (H_g) :

$$H_g = CN_{d'eau R} - CNCP_{S3}$$

CN_{d'eau R} : cote naturel d'eau (réservoir) (m).

CNCP_{S3} : cote naturel calage pompe (station N°03) (m).

$$CNCP_{S3} = 832.28$$

$$CN_{d'eau R} = CTN_R + h_{d'eau}$$

$$CN_{d'eau R} = 1031.8 + 4 = 1035.8m$$

$$H_g = 1035.8 - 832.28 = 203.52m$$

$$H_g = 203.52m$$

Calcul des caractéristiques de la pompe immergée L= 1437.15 ml ;

H_g = 203.52 m

Tableau N°VI-13: Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT)

longueur adduction (m)	Ø(mm) extérieur	Ø(mm) intérieur	Q _{refoulé} (m ³ /s)	V (m/s)	ε (mm)	$\frac{\epsilon}{D}$	R	$\ln\left(\frac{\epsilon}{D}\right)$	λ	ΔH (m)	hg (m)	Hmt (m)
1437,15	160	130,8	0,025	1,861464953	0,02	0,000152905	243479,6159	-8,785692444	0,013224868	29,51170311	203,52	233,0317031
1437,15	200	163,6	0,025	1,189881612	0,02	0,000122249	194664,6318	-9,00944743	0,012658426	9,227942012	203,52	212,747942
1437,15	250	204,6	0,025	0,760780011	0,04	0,000195503	155655,5902	-8,539932678	0,013891964	3,310374669	203,52	206,8303747

Tableau N°VI-14: Calcul des frais d'exploitation

ø(mm) extérieur	ø(mm) intérieur	Hmt (m)	Qreffoulé (m3/s)	Puissance (KW)	nombre d'heure de pompage	Energie (KWh/an)	DA/KWh	Dépenses(DA)
160	130,8	233,03	0,025	76,2	18	500634	2,83	1416794.22
200	163,6	212,75	0,025	69,6	18	457272	2,83	1294079.76
250	204,6	206,83	0,025	67,6	18	444132	2,83	1256893.56

Tableau N°VI-15 : Calcul des Frais d'amortissement

DN _{ext} -DN _{int} (mm)	Prix DA/ml	Longueur (ml)	Dépense (DA)	Annuité
160-130,8	2081,77	1437,15	2991815,76	244431,347
200-163,6	3269,16		4698273,29	383848,928
250-204,6	5057,93		7269004,1	593877,635

Tableau N°VI-16 : Calcul du bilan

DN _{ext} -DN _{int} (mm)	Frais d'amort(DA)	Frais d'exploit(DA)	Frais total(DA)	Diamètre économique(mm)
160-130,8	244431,347	1416794.22	1661225.57	160
200-163,6	383848,928	1294079.76	1677928.68	
250-204,6	593877,635	1256893.56	1850771.19	

D'après l'étude technico-économique en prend le diamètre de DN160mm, en PEHD PN16 bars, avec un débit = **25 l/s**, et Hmt = **233.03m**, Vitesse = **1.86m/s** et une perte de charge totale=**29.51m**.

II - Partie 2 : (forage tassaft jusqu'au réservoir 500m³) dans cette partie l'adduction se fait gravitèremment.

1- premier tronçons : forage tassaft jusqu'au réservoir 500m³ :

Les paramètres initiaux :

Cote TN (forage) :	1206m
Cote TN(R2) :	1097.47m
Hauteur géométrique :	14.49 m
Longueur de l'adduction :	200 ml
Débit :	4 l/s.
Niveau dynamique :	119m

Les calculs du Quatrième tronçon donnés les résultats suivant ci après :

- ✓ L = 200 m : Longueur du la conduite
- ✓ Q = 4 l/s : débit refoulé par la pompe immergé.

-Bonin : Déc = $\sqrt{Q} = \sqrt{0.004} = 0.064$, en prend Déc = 75 mm, en PEHD PN16.

-Bresse : Déc = $1.5 \times \sqrt{Q} = 1.5 \times \sqrt{0.004} = 0.096$, en prend Déc = 110mm, en PEHD PN16.

-V=1m/s : Déc = $\sqrt{\frac{4Q}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 0.004}{3.14}} = 0.071$, en prend Déc = 75mm, en PEHD PN16.

Hauteur géométrique (H_g) :

$$H_g = CTN_R - CND_{(forage)}$$

$$CND_{(forage)} = CTN_{(forage)} - ND_{(forage)}$$

$$CND_{(Forage)} = 1206 - 119 = 1087m$$

$$CN_{d'eau R} = CTN_R + h_{d'eau}$$

$$CN_{d'eau R} = 1097.49 + 4 = 1101.49m$$

Avec :

CN_{d'eau R} : cote naturel d'eau (réservoir) (m).

h_{d'eau} : la hauteur d'eau dans le réservoir (m).

CTN_R : cote niveau terrain naturel de réservoir (m).

CND_{forage} : cote niveau terrain naturel du forage (m).

ND : niveau dynamique (m).

$$H_g = 1101.49 - 1087 = 14.49m \quad \mathbf{H_g = 14.49m}$$

Tableau N°VI-17: Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT)

longueur adduction (m)	ϕ (mm) extérieur	ϕ (mm) intérieur	$Q_{\text{reffoulé}}$ (m ³ /s)	V (m/s)	ϵ (mm)	$\frac{\epsilon}{D}$	R	$\ln\left(\frac{\epsilon}{D}\right)$	λ	ΔH (m)	h_g (m)	Hmt (m)
200	75	58,2	0,004	1,504334326	0,02	0,000343643	87552,25775	-7,97590836	0,015627808	7,123487265	14,49	21,61348727
200	110	90	0,004	0,629079185	0,02	0,000222222	56617,12668	-8,411832676	0,014259878	0,735043051	14,49	15,22504305

Tableau N°VI-18: Calcul des frais d'exploitation

ϕ (mm) extérieur	ϕ (mm) intérieur	Hmt (m)	$Q_{\text{reffoulé}}$ (m ³ /s)	puissance (KW)	nombre d'heure de pompage	Energie (KWh/an)	DA/KWh	Dépenses(DA)
75	58,2	21,61	0,004	1,13	6	2 476	2,83	7007,338
110	90	15,23	0,004	0,8	6	1 745	2,83	4938,536

Tableau N°VI-19 : Calcul des Frais d'amortissement

DN _{ext} -DN _{int} (mm)	Prix DA/ml	Longueur (ml)	Dépense (DA)	Annuité
75-58,2	556,74	200	111348	9097,1316
110-90	983,83		196766	16075,7822

Tableau N°VI-20 : Calcul du bilan

DN _{ext} -DN _{int} (mm)	Frais d'amort(DA)	Frais d'exploit(DA)	Frais total(DA)	Diamètre économique (mm)
75-58,2	9097,1316	7007,338	16104,4696	75
110-90	16075,7822	4938,536	21014,3182	

D'après l'étude technico-économique en prend le diamètre de DN75mm, en PEHD PN16 bars, avec un débit = 4 l/s, et Hmt = **21.61**m, Vitesse = **1.5**m/s et une perte de charge totale = 7.12m.

NB : Annuité = Dépense * 0.817

Conclusion :

Le calcul de l'adduction à été de la façon la plus économique et techniques possibles, tout en respectant les consignes de sécurité de longévité de l'adduction.

En effet on a décomposé l'adduction en deux parties :

- 1^{er} Partie (forage AM6-réservoir 2*500) il ya quatre tronçons, le premier tronçon et la deuxième avec un diamètre nominal de 200 mm, et pour les autres tronçons avec un diamètre nominal de 160 mm.
- 2^{ème} Partie (forage tassa –réservoir 500) avec un diamètre nominal de 75 mm.



CHAPITRE VII

Protection des conduites



Introduction :

Les conduites de distribution de l'eau potable sont munies des phénomènes très dangereux, tel que Le coup de bélier et la corrosion, c'est pour cela dans ce chapitre nous allouer des techniques, pour préserver notre réseau de distribution contre ces phénomènes.

VII-1 Le coup de bélier :

Le coup de bélier étant un cas particulier du régime transitoire, est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites entre deux régimes permanents.

On entend aussi sous le terme « coup de bélier » un écoulement non permanent du liquide accompagné de variations pratiquement sensibles de la pression qui peuvent devenir dangereuses pour la tuyauterie. Ces variations résultent d'une perturbation des conditions permanentes d'écoulement.

VII-1-1 Causes du coup de bélier :

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

- L'ouverture ou la fermeture brusque des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire.
- La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement.
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
- La modification de la vitesse d'une pompe.

La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage est cependant la cause la plus répandue du coup de bélier [10].

VII-1-2 Conséquences du coup de bélier :

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

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

VII-1-2-1 Cas de la surpression :

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

VII-1-2-2 Cas de dépression :

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

VII-1-3 Description des phénomènes physiques :

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

Phase 01:

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

Si la distance entre la pompe et le réservoir est :

L : le temps mis par cette onde pour atteindre le réservoir est $\frac{L}{a}$.

Au bout de ce temps la conduite est en dépression sur toute la longueur.

Phase 02 :

Par suite de son élasticité la conduite reprend son diamètre primitif, et cela de proche en proche .l'eau revient alors dans la conduite et au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$ c'est-à-dire à $\frac{2L}{a}$ depuis l'origine du phénomène toute l'eau est redescendue mais va se trouver arrêtée par le clapet de la pompe qui entre temps s'est fermé.

Phase03 :

En raison de cet arrêt la première tranche en contact avec le clapet va se trouver comprimée entraînant une dilatation de la conduite .Au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$

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

Phase 04:

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

Les tranches d'eau successives reprenant leurs dimensions premières au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$ c'est-à-dire à $\frac{4L}{a}$ depuis l'origine nous nous retrouvons dans

la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe. La période du mouvement est donc $\frac{4L}{a}$ [10].

VII-1-4 Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier :

Ils existent différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier :

VII-1-4-1 Réservoirs d'air :

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

Ce dispositif est le plus simple et protégera les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions.

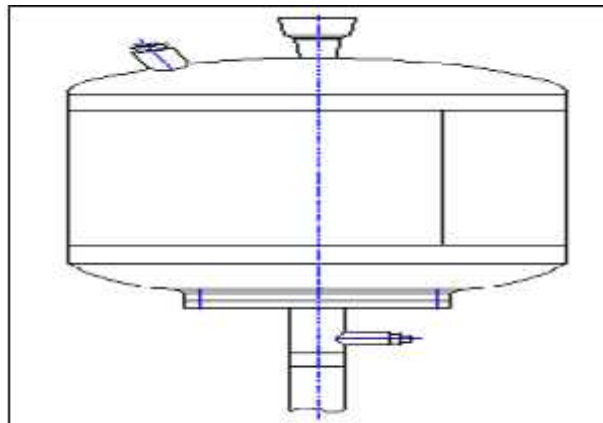
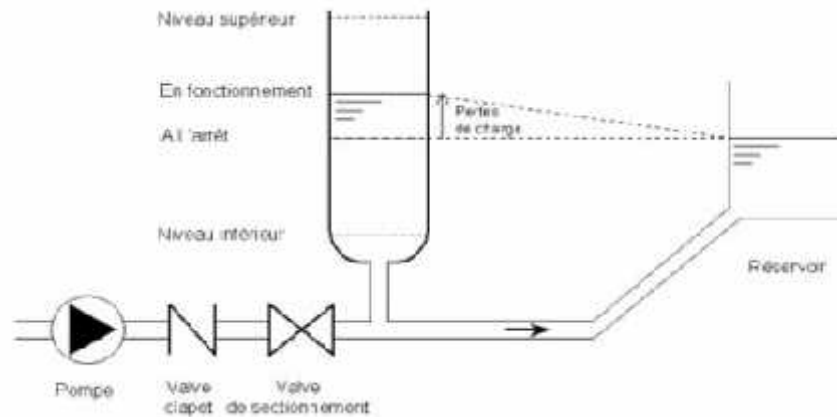


Figure N°VII-1 : Réservoir hydropneumatique

VII-1-4-2 : Cheminée d'équilibre :

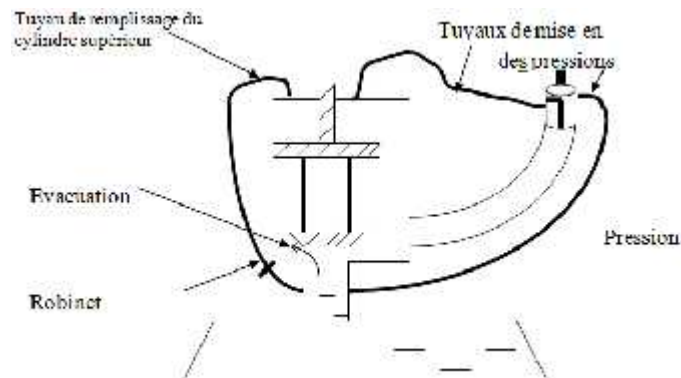
À la place d'un réservoir d'air sous pression, il peut être établi, à la station de pompage, un réservoir à l'air libre appelé cheminée d'équilibre. Cette cheminée jouera le même rôle que ce premier mais, dans le cas de hauteur de refoulement même moyenne, on arrive rapidement à des ouvrages d'art de hauteurs importantes.



Figure°VII-2 : Cheminée d'équilibre sur une conduite de refoulement.

VII-1-4-3 Soupape de décharge :

Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement, qui, par sa compression, obture, en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est-à-dire où la surpression à craindre est maximale et libère, le cas échéant, le débit de retour de conduite correspondant à la valeur de la surpression admissible. Il y a lieu de prévoir l'évacuation vers l'extérieur, de l'eau ainsi libérée



Figure°VII-3 : Soupape de décharge

VII-1-4-4 Volant d'inertie :

Calé sur l'arbre du groupe, il constitue un moyen assurant l'alimentation de veine liquide, malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale. Le volant la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier. Au démarrage, le groupe électropompe, avec le volant d'inertie, consomme plus d'énergie [10].

VII-1-5 Principe de fonctionnement :

L'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station immédiatement à l'aval du clapet. Cette capacité contient de l'eau et de l'air. et en marche normale, la pression de cet air équilibre la pression dans la conduite au point considéré.

A la disjonction, le clapet se ferme, puisque la pompe ne fournit plus de pression : une partie de l'eau de la cloche est chassée dans la conduite.

En effet, à ce moment, la pression de l'air de la cloche est encore supérieure à celle qui s'exerce à l'autre extrémité de la conduite, au réservoir. après diminution progressive, puis annulation de sa vitesse, l'eau de la conduite revient en arrière et remonte dans la cloche, augmentant la pression dans la conduite de refoulement

VII-2 Calcul des réservoirs d'air :

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

Comme méthode de calcul, on utilise la méthode de VIBERT.

VII-2-1 La pression en fonctionnement normale p_0 ou Z_0 :

C'est la pression dans la conduite de refoulement à l'état normal

$$Z_0 = Hg_{ref} + 10 \text{ (m)} \quad \text{(VII-1)}$$

VII-3-2 La pression maximale : P_{max} ou Z_{max} :

C'est la pression maximale qu'elle peut supporter la conduite ou P_n c'est la pression nominale de la conduite.

$$Z_{max} = P_n + 10 \text{ (m)} \quad \text{(VII-2)}$$

VII-3-3 La pression a l'énergie cinétique h_0 :

C'est la pression due au mouvement de l'eau

$$h_0 = \frac{v^2}{2g} \text{ (m)} \quad \text{(VII-3)}$$

Avec :

v : la vitesse de l'eau dans la conduite dans le cas normal en (m/s) $V_0 = \frac{Q}{S}$

Et en suit on calcule :

$$\frac{P_{max}}{P_0} \text{ Ou } \frac{Z_{max}}{Z_0} \quad \text{et} \quad \frac{h_0}{Z_0}$$

D'où : $\left. \begin{array}{l} \frac{Z_{\max}}{Z_0} \\ \frac{h_0}{Z_0} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Abaque de VIBERT} \Rightarrow \frac{U_0}{LS}, \frac{Z_{\min}}{Z_0}$

$$U_0 * Z_0 = U_{\max} * Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{\min}}{Z_0}} \quad (\text{VII-4})$$

$$U_{\text{citerne}} = U_0 * 2 \quad (\text{VII-5})$$

Avec :

U_{\max} : volume du réservoir d'air.

U_{citerne} : volume normalisé de réservoir d'air ($V_{\text{normalisé}}$) en [L].

VII-3-4 Formules utilisées pour les calculs :

Pour calculer les forces dus au coup de bélier ; il faut connaître les arguments suivants :

Q : débit du refoulement en (m³/s).

Φ : diamètre de la conduite en (mm).

L : longueur de la canalisation en (m).

j : perte de charge unitaire en (m/ml).

ΔH t : perte de charge totale en (m).

V : vitesse d'écoulement en (m/s).

Hmt : Hauteur manométrique totale en (m).

E : l'épaisseur de la conduite en (mm).

VII-4 La vitesse de propagation :

Les ondes de dépression et de surpression générées par le coup de bélier sont caractérisées par une vitesse de propagation (célérité) [9].

Donnée par la formule :

$$a = \frac{990}{\sqrt{48.3 + k \frac{d}{e}}} \quad (\text{VII-6})$$

Avec :

a : vitesse de propagation (m/s).

e : épaisseur de la conduite(m).

d : diamètre de la conduite(m).

K : coefficient du matériau utilisé.

Tableau N°VII-1 : coefficient de différents matériaux.

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

VII-5 Hauteur maximal de choc :

Il est donné par la relation :

Avec $v_0 = \frac{Q}{S}$

$$B = \frac{v_0^2}{2g} \quad (\text{m})$$

(VII-7)

B : hauteur maximal de choc en (m).

V_0 : vitesse d'écoulement de l'eau en régime normale m/s.

g : pesanteur = 9.81 m/s²

➤ **La surpression :**

$$h = H_g + B \quad (\text{m})$$

(VII-8)

➤ **La dépression :**

$$h = H_g - B \quad (\text{m})$$

(VII-9)

Si la valeur de la dépression est positive ; il n'est pas nécessaire un anti-bélier ; dans le cas contraire il tenu de recommander un anti-bélier en plus de ces calculs, on tient compte de calculs, contrainte maximal de la conduite.

Si la valeur de surpression, définir la limite de résistance intérieure de la canalisation utilisé (pression intérieur) 16bars, 20bars, 26bars, 30bars ,36bars, 40bars.....etc.

Si la valeur de la surpression dépasse ces limites on doit projeter prévoir un anti-bélier.

VII-6 les résultats de calcul :

1-Tronçon (Station de pompage-station de reprise N°1) :

Tableau N°VII-2 : Les caractéristiques de la conduite.

Type matériau	de	D (mm)	E (mm)	S (m ²)	V_0 (m/s)	L (m)	Hg (m)
PEHD		200	18,2	0,021	1,19	1621,5	193,7

Avec :

$$a=319.457\text{m/s.}$$

$$B=38.748\text{m.}$$

La surpression : $h = 232.478\text{m.}$

La dépression : $h = 154.982\text{m.}$

On remarque que la pression dans le cas de surpression est supérieur à la pression nominal de la conduite donc il faut prévoir un anti-bélier

Tableau N°VII-3 : Calcul de volume de réservoir d'air.

Z_0 (m)	Z_{\max} (m)	$\frac{Z_{\max}}{Z_0}$	G (m/s ²)	h_0 (m)	$\frac{h_0}{Z_0}$	$\frac{U_0}{L \times S}$	$\frac{Z_{\min}}{Z_0}$	U_0 (m ³)	U_{\max} (m ³)	V normalisé (litre)
203,73	242,478	1,19	9,81	0,072	0,000354	0,024	0,85	0,82	0,962	1700

2-Tronçon (station de reprise N°1- station de reprise N°2):

Tableau N°VII- 4 : Les caractéristiques de la conduite

Type matériau	de	D (mm)	E (mm)	S (m ²)	V_0 (m/s)	L (m)	Hg (m)
PEHD		160	14,6	0,013	1,861	1914,86	180,3

Avec :

$$a=319.873\text{m/s.}$$

$$B = 60.70\text{m.}$$

La surpression : $h = 241.016\text{m.}$

La dépression : $h = 119.624\text{m.}$

On remarque que la pression dans la surpression est supérieur à la pression nominal de la conduite donc il faut prévoir un anti-bélier.

Tableau N°VII-5 : Calcul de volume de réservoir d'air

Z_0 (m)	Z_{max} (m)	$\frac{Z_{max}}{Z_0}$	G (m/s ²)	h_0 (m)	$\frac{h_0}{Z_0}$	$\frac{U_0}{L \times S}$	$\frac{Z_{min}}{Z_0}$	U_0 (m ³)	U_{max} (m ³)	V normalisé (litre)
190,32	251,016	1,32	9,81	0,177	0,000928	0,026	0,78	0,67	0,857	1400

3-Tronçon (station de reprise N°2- station de reprise N°3):

Tableau N°VII-6 : Les caractéristiques de la conduite

Type de matériau	D (mm)	E (mm)	S (m ²)	V_0 (m/s)	L (m)	Hg (m)
PEHD	160	14,6	0,013	1,861	655,94	133,58

Avec :

$$a=319.873\text{m/s.}$$

$$B =60.70\text{m.}$$

La surpression : $h = 194.276\text{m.}$

La dépression : $h =72.88\text{m.}$

On remarque que la pression dans la surpression est supérieur à la pression nominal de la conduite donc il faut prévoir un anti-bélier

Tableau N°VII-7 : Calcul de volume de réservoir d'air

Z_0 (m)	Z_{max} (m)	$\frac{Z_{max}}{Z_0}$	G (m/s ²)	h_0 (m)	$\frac{h_0}{Z_0}$	$\frac{U_0}{L \times S}$	$\frac{Z_{min}}{Z_0}$	U_0 (m ³)	U_{max} (m ³)	V normalisé (litre)
143,58	204,276	1,42	9,81	0,177	0,00123	0,022	0,73	0,19	0,265	400

4-Tronçon (station de reprise N°3- réservoir 2*500):

Tableau N°IIV-8 : Les caractéristiques de la conduite

Type de matériau	D (mm)	E (mm)	S (m ²)	V ₀ (m/s)	L (m)	Hg (m)
PEHD	160	14,6	0,013	1,861	1437.15	203.52

Avec :

$$a=319.873\text{m/s.}$$

$$B=60.70\text{m.}$$

La surpression : $h = 264.216\text{m.}$

La dépression : $h = 142.824\text{m.}$

On remarque que la pression dans la surpression est supérieur à la pression nominal de la conduite donc il faut prévoir un anti-bélier.

Tableau N° VII-9 : Calcul de volume de réservoir d'air

Z ₀ (m)	Z _{max} (m)	$\frac{Z_{max}}{Z_0}$	G (m/s ²)	h ₀ (m)	$\frac{h_0}{Z_0}$	$\frac{U_0}{L \times S}$	$\frac{Z_{min}}{Z_0}$	U ₀ (m ³)	U _{max} (m ³)	V normalisé (litre)
213,52	274,216	1,28	9,81	0,177	0,000827	0,028	0,8	0,54	0,676	1100

VII-7 Installation du réservoir d'air :

Vu les dimensions du réservoir d'air, ce dernier sera installé à l'extérieur du bâtiment de la station de pompage afin de réduire l'encombrement à l'intérieur de la salle des machines et de gagner sur son génie civil.

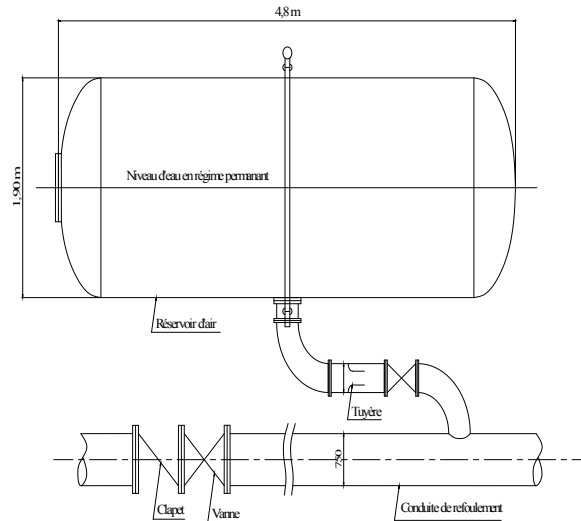


Figure N°VII- 4 : Schéma d'installation du réservoir d'air

Conclusion :

Afin de protéger la conduite de refoulement contre le phénomène du coup de bélier, on prévoit l'installation, juste à la sortie de la station de pompage de forage AM6, d'un réservoir d'air avec un volume total : $V_T = 1700$ L, et un autre réservoir d'air à un volume total : $V_T=1400$ L en aval de la station de reprise N°1. et un autre réservoir d'air à un volume total : $V_T=400$ L en aval de la station de reprise N°2.

Et un autre réservoir d'air à un volume total : $V_T= 1100$ L en aval de la station de reprise N°3.



CHAPITRE VIII

Solution et gestion du réseau

Introduction :

La gestion est définie comme étant une politique, permettant de gérer un bien dans un état spécifié, ou en mesure d'assurer un service déterminé. Donc gérer c'est veiller aux opérations qui permettent de conserver le potentiel du matériel d'assurer la continuité de la production et entretenir les ouvrages et les équipements bien gérer c'est assurer une opération au coût global minimum.

VIII-1 Définition de la gestion :

La gestion est une politique, permettant de gérer et d'effectuer des opérations qui permettent la conservation du matériel, et d'assurer la continuité et la qualité de la production. La gestion c'est aussi assurer la maintenance, l'entretien et la bonne exploitation des ouvrages et des équipements avec coût global minimum [10].

VIII-2 But de la gestion :

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

- la pérennité des ouvrages par des opérations de conservation.
- l'entretien courant des réseaux et des ouvrages mécaniques par la réparation des fuites, des interventions de nettoyage, de dépannage et de maintenance.
- l'exploitation par la régulation des débits et la synchronisation, relevage, traitement, stockage et distribution [10].

VIII-3 la gestion des forages :

Il ya trois conditions sont essentielles pour gérer et exploiter correctement les forages :

VIII-3-1 Adaptation de la pompe au captage :

La pompe est un élément essentiel du captage du captage, elle doit être dimensionnée en fonction de nombreux critère :

- La hauteur d'élévation totale.
- Le débit refoule.
- La vitesse de rotation de la pompe.

VIII-3-2 La connaissance des paramètres patrimoniaux :

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

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

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

Un exploitant ne peut pas gérer correctement ces ouvrages sans avoir connaissance de ces informations patrimoniales [11].

VIII-3-3 Les équipements techniques :

Il faut avoir les équipements suivants :

- Un compteur d'eau.
- Un compteur horaire par pompe.
- Un ampère mètre par pompe.
- Un voltmètre.
- Un manomètre.
- Un dispositif de protection des pompes contre le désamorçage.
- Une prise d'échantillon pour analyse [11].

VIII-4 Maintenance :

La maintenance est un ensemble des mesures servant à préserver l'état initial ainsi qu'à constater et évoluer l'état réel des dispositifs techniques, d'un système d'alimentation en eau potable: en procédant régulièrement aux opérations d'entretien, d'inspection et de remise en état.

VIII-4-1 La Maintenance Préventive :

La maintenance préventive est une programmation pour les opérations qui sont susceptibles de se produire au fil du temps.

VIII-4-1-1 L'entretien courant :

Cela concerne les opérations qui interfèrent les plus souvent avec le fonctionnement quotidien de l'installation telle que les mesures de surveillance, de contrôle et de détection des anomalies (bruits, fuites etc.....).

VIII-4-1-2 L'entretien préventif systématique :

Il s'agit d'un programme minimum obligatoire dans la mesure où

- Son coût est inférieur aux dépenses de dépannage ou de renouvellement.
- sa mise en œuvre est indispensable pour assurer aux équipements une durée de vie normale.

VIII-4-1-3 L'entretien préventif exceptionnel :

C'est un préventif qui n'a pas été programmé longtemps à l'avance (démonter une vanne, à la suite d'une détection des fuites significatives par exemple.)

VIII-4-2 Maintenances curatives :

Elle consiste à la remise en état d'un équipement ou d'une installation, à la suite d'une défaillance ou à une mise hors service accidentelle totale ou partielle.

Pour gérer et exploiter correctement un champ de captage d'eau souterrain, ou superficielle, on doit impérativement considérer que se soit, le captage d'un forage ou d'un piquage, et la distribution seront indissolublement liés.

On ne saurait en aucun cas gérer l'un d'eux sans l'autre.

Dans notre cas, il faut que le point de piquage soit équipé techniquement de :

- un compteur d'eau
- un robinet vanne à fermeture lente.
- un nanomètre.
- une conduite de By-pass.
- une prise d'échantillon pour l'analyse [10].

VIII-5 Gestion technique et suivi générale des installations (pour un captage par forage):

La gestion d'un puits ou d'un forage ou d'un champ de captage nécessite un suivi général des installations de contrôle et inspection pour les machines tournantes et installation électriques sont :

VIII-5-1 Contrôle hebdomadaire :

- purges
- fonctionnement des armoires électriques.
- étanchéité des conduites, vannes, robinetteries.
- remplissage d'air des réservoirs anti-bélier.

VIII-5-2 Contrôle mensuel:

-fonctionnement est indication de l'installation de telle commande et télétransmission [11].

VIII-6 Vieillessement et traitement des forages :

Le vieillissement des forages est un phénomène incurable qui s'accompagne de Plusieurs effets :

VIII-6-1 Phénomène de corrosion:

La corrosion est un phénomène complexe attribuable aux causes suivantes :

- 1- présence de l'eau corrosive à l'intérieur ou à l'extérieur d'un puits.
- 2- Existence des bactéries sidérolites ou saletés ductiles.
- 3- Effets galvaniques entre les différentes parties d'un même ensemble Métallique de composition différente au contact d'eau.

Pour la lutte contre ce phénomène on procède comme suite :

VIII-6-2 Protection passive :

Couche de peinture et revêtement au tour du tuyau.

VIII-6-3 Protection anticorrosive :

Deux possibilités fondamentales existant pour la protection contre la corrosion intérieure dans les conduites métalliques :

Donc le besoin d'une protection contre la corrosion externe, dépend de l'agressivité du sol.

Et le traitement des eaux devant être transporté, par les conduites, pour qu'elle ne soit pas corrosive et, qu'une couche de protection contre la rouille se forme sur les parois des conduites pour empêcher la corrosion ultérieure

VIII-7 Gestion des ouvrages de stockage :

Les réservoirs sont des ouvrages de stockage dont la durée de vie est généralement longue (50 ans minimum) les problèmes d'exploitation ou d'entretien peuvent concerner les réservoirs trouvent le plus souvent leur origine dans les insuffisances au niveau de la conception [11].

VIII-8 Equipements du réservoir :

Le tableau ci-dessous fournit une liste des équipements dans un réservoir :

Tableau N°VIII-01: Equipement du réservoir

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

Les réservoirs constituent un élément important des réseaux de distribution puisque ce sont des ouvrages qui assurent la régulation et la sécurité de distribution [2].

VIII-9 Aspects liés à l'exploitation des réservoirs :

Les réservoirs sont des ouvrages qui nécessitent des interventions régulières (opérations courant de surveillance, entretien et nettoyage) ou occasionnelle

Les réservoirs doivent être conçus pour permettre ces interventions avec le maximum de facilité et de sécurité.

Parmi les opérations de contrôle et d'inspection sur les ouvrages de stockage on site :

VIII-9-1 Contrôle hebdomadaire :

- Etat de propreté, fenêtre et accès, étanchéité de la fermeture.
- Aération, obstruction et détérioration des grilles de protection.
- Turbidité de l'eau

VIII-9-2 Contrôle semestriel :

- . Etat de l'ouvrage, fissuration.
- Trop plein et vidange, fonctionnements des clapets, nettoyage et écoulement d'eau dans la conduite de drainage.
- Contrôle de l'appareillage de mesure.

VIII-9-3 Nettoyage :

Les opérations de nettoyage et de désinfection des réservoirs comportent des diverses phases, comme le décapage des dépôts et rinçage des parois des poteaux et du radier avec un jet sous pression, on prend soin de ne pas détériorer les revêtements éventuels [10].

VIII-10 Gestion du réseau de distribution :

Le cout et l'organisation du réseau dépendent de façon très importante du linéaire du réseau et de sa consistance de sa vétuste et de son état

Le cout global d'entretien intègre les divers éléments est détaillé dans le tableau suivant :

Tableau N°VIII-02 : éléments du coût d'entretien

Détection	<ul style="list-style-type: none">➤ Coût de surveillance➤ Coût de campagnes de recherche des fuites
Entretien courant	<ul style="list-style-type: none">➤ Coût d'entretien des branchements➤ Coût d'entretien de la fontainerie➤ Coût d'entretien des compteurs
Réparation	<ul style="list-style-type: none">➤ Coût de réparation des fuites➤ Coût de remis a niveau des boches à clé

VIII-11 Rendement du réseau :

Le rendement du réseau de distribution d'eau potable mesure l'écart entre le volume entrant dans le réseau et les volumes consommés ou facturé.

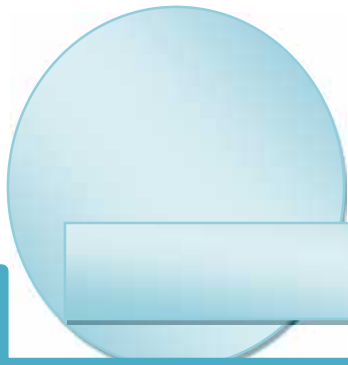
Donc c'est un élément important pour le gestionnaire de service et il doit lui porter une attention constante.

VIII-12 la lute contre le vieillissement

Le vieillissement d'une conduit correspond à sa dégradation dans le temps celui-ci donnant lu soit au mauvais fonctionnement hydraulique du réseau (chute de pression, chute de rendement de réseau et coupure).Soit à d'autres dommages (dégradation de la qualité de l'eau, déstabilisation et plainte des abonnés) [11].

Conclusion :

Pour assurer une bonne gestion du réseau de distribution il faut que ce dernier soit bien conçu, en respectant les diverses normes et les conditions de pose des conduits et d'équiper le réseau de différents organes et accessoires, en adaptant les matériaux appropriés qui facilite sa gestion et son entretien.



Conclusion général

Conclusion générale :

L'étude que nous avons menée sur le diagnostic de l'alimentation en eau potable de la commune AMIRA ARRES chef lieu tassaft , nous a permis de tirer quelques grands traits suivants :

- L'étude de la démographie a montré qu'à l'horizon 2040 la dite agglomération comportera environ 6184 habitants :
 - ✓ 3393 habitants dans la zone haute, qu'ils auront besoin d'un volume maximal journalier de 1349.64 (m³/j), et soit un débit de pointe horaire de 158.4 (L/h).
 - ✓ 2798 habitants dans la zone basse, qu'ils auront besoin d'un volume maximal journalier de 996.14 (m³/j), et soit un débit de pointe horaire de 82.78 (L/h).
- La ressource sera deux réservoirs de capacité 2*500 et 500 m³.
- La configuration des réseaux de distribution sera deux types ramifié et maille avec un matériau en PEHD de PN6 et PN10 et PN16 et PN20 dans les deux parties, des diamètres différents allant du 63 mm jusqu'au 500 mm.
- L'étude des adductions a donné la projection d'une adduction en PEHD de PN 16 des diamètres 200 mm et 160 mm et 75mm.
- Pour la protection des conduits nous avons envisagé quatre réservoirs d'air de capacité 1700 L et 1400 L et 400 L et 1100 L.

Enfin, nous espérons que notre étude a pu apporter des solutions techniques adéquates pour faire face aux problèmes actuels d'eau que connaît la population de la commune AMIRA ARRES chef lieu tassaft.

BIBLIOGRAPHIE

[1] **DIRECTION DE L'HYDRAULIQUE DE LA WILAYA DE MILA :** ETUDE DE DIAGNOSTIC, ET DE REHABILITATION DES RESEAUX D'AEP DU CENTRE AMIRA ARRES. N° DE L'OPERATION : ND. 5. 341. 1. 262. 143. 05. 06, BUREAU D'ETUDES HYDRAULIQUES INGENIEURS CONSEILS HYDRAULIQUE (I. C. H). 2007

[2] **BENKHELIFA A- BENTOUNSI M - BENCHENOUF A :** REHABILITATION ET GESTION DU SYSTEME D'AEP AMIRA ARRES CHEF LIEU « TASSAFET ». Mémoire de fin d'étude d'état l'INSFP EL-ARBI BEN MHEDI-MILA. 2011

[3] **La subdivision de l'hydraulique de TARA BIENEN :** ETUDE DE DIAGNOSTIC, ET DE REHABILITATION DES RESEAUX D'AEP DU CENTRE AMIRA ARRES. N° DE L'OPERATION : ND. 5. 341. 1. 262. 143. 05. 06, BUREAU D'ETUDES HYDRAULIQUES INGENIEURS CONSEILS HYDRAULIQUE (I. C. H). 2007

[4] **Mr. TARFAYA CHAFAI:** APPROCHE METHODOLOGIQUE POUR LE DIAGNOSTIC DES RESEAUX D'EAU. Mémoire de magistère hydraulique d'état université Hadj Lakhdar-BATNA. 2012

[6] **BENABDELAZIZ N -BENLOUCIFA - BOUZERAA R :** Etude d'un réseau d'alimentation en eau potable de la localité de Refes Zahouane Wilaya d'Annaba. Mémoire de fin d'étude d'état universitaire Abdelhafid Boussof - Mila. 2014

[7] **ETUDE DE RENOVATION DES SYSTEMES D'A.E.P DES MECHTAS EL MEZLIA - KOLLA –AKDAYEN CENTRE TASSADANE ZONE HAUTE ET TOUTA OUEST.** Projet d'exécution.Bureau des études et consultation Sur l'eau (B.E.C.E) Mila. 2014

[8] **DERGHOM M-LOUCIF R-BOUAOUNI S :** ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE TASSALA CENTRE. Mémoire de fin d'étude d'état l'INSFP EL-ARBI BEN MHEDI-MILA .2016

[9] **BOUDJEDA Y -BOUAAYTA A-LEKNOUCHE I :** DIAGNOSTIC ET REHABILITATION DU SYSTEME D'AEP DE BOUKERRANA-CH.LAID-. Mémoire de fin d'étude d'état l'INSFP EL-ARBI BEN MHEDI-MILA .2012

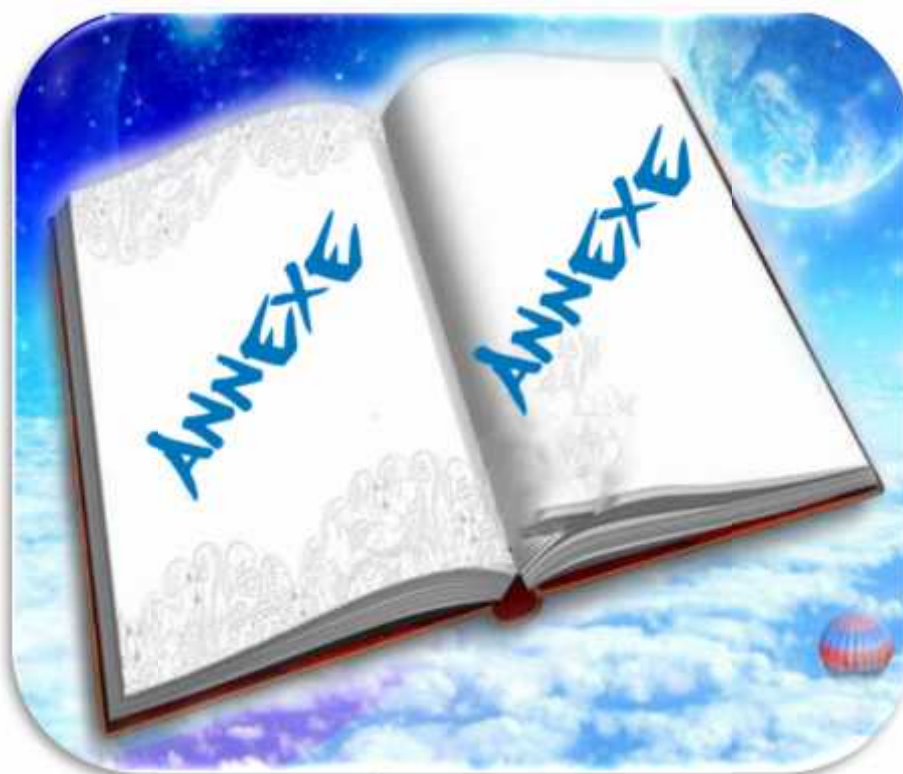
[10] **BOUCHELOUKH D- MERIKHI D- BOUCHOCHA O:** ETUDE D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DU MECHTA MANTOURA LA VILLE DE FERDJIOUA. Mémoire de fin d'étude d'état l'INSFP EL-ARBI BEN MHEDI-MILA .2012

[11] **gestion modèle d'un réseau d'AEP : sources d'information :** ADE unité de Mila.

SITE D'INTERNAT

[5]<http://www.youscribe.com/catalogue/livres/ressources-professionnelles/efficacite-professionnelle/guide-methodologique-pour-le-diagnostic-des-reseaux-d-eau-potable-174>

Annexes



TUBE PEHD EAU POTABLE PN10

Référence	Désignation	Diamètre	Epaisseur	Qualité	Pression	Prix HT	Prix TTC
		Ext en MM	en MM	Produit	Service	le M/L	le M/L
11 003 0201	Tube PEHD	20	2.0	PE80	10 Bars	31,43	35,83
11 003 0251	Tube PEHD	25	2.0	PE80	10 Bars	39,80	45,57
11 003 0321	Tube PEHD	32	2.4	PE80	10 Bars	61,83	72,34
11 003 0401	Tube PEHD	40	3.0	PE80	10 Bars	96,79	113,24
11 003 0501	Tube PEHD	50	3.7	PE80	10 Bars	147,86	173,00
11 003 0631	Tube PEHD	63	4.7	PE80	10 Bars	233,09	273,65
11 003 0751	Tube PEHD	75	5.6	PE80	10 Bars	330,68	386,90
11 007 0901	Tube PEHD	90	5.4	PE100	10 Bars	387,50	453,38
11 007 1101	Tube PEHD	110	6.6	PE100	10 Bars	577,28	675,42
11 007 1251	Tube PEHD	125	7.1	PE100	10 Bars	735,41	860,16
11 007 1601	Tube PEHD	160	9.5	PE100	10 Bars	1 204,65	1 409,44
11 007 2001	Tube PEHD	200	11.9	PE100	10 Bars	1 829,83	2 140,90
11 007 2501	Tube PEHD	250	14.8	PE100	10 Bars	2 890,41	3 381,78
11 007 3151	Tube PEHD	315	18.7	PE100	10 Bars	4 479,51	5 241,03
11 007 4001	Tube PEHD	400	23.7	PE100	10 Bars	7 374,35	8 627,99
11 007 5001	Tube PEHD	500	29.7	PE100	10 Bars	11 312,40	13 235,51
11 003 6301	Tube PEHD	630	37.4	PE100	10 Bars	17 101,74	20 009,04

TVA 17%

TUBE PEHD EAU POTABLE PN16

Référence	Désignation	Diamètre	Epaisseur	Qualité	Pression	Prix HT	Prix TTC
		Ext en MM	en MM	Produit	Service	le M/L	le M/L
11 004 0201	Tube PEHD	20	2.3	PE80	16 Bars	35,52	41,56
11 004 0251	Tube PEHD	25	3.0	PE80	16 Bars	56,46	66,06
11 004 0321	Tube PEHD	32	3.5	PE80	16 Bars	88,71	103,79
11 004 0401	Tube PEHD	40	4.5	PE80	16 Bars	136,70	159,94
11 004 0501	Tube PEHD	50	5.5	PE80	16 Bars	212,38	243,48
11 004 0631	Tube PEHD	63	7.1	PE80	16 Bars	335,55	392,59
11 004 0751	Tube PEHD	75	8.4	PE80	16 Bars	475,85	555,74
11 008 0901	Tube PEHD	90	8.2	PE100	16 Bars	566,74	663,09
11 008 1101	Tube PEHD	110	10.0	PE100	16 Bars	810,88	983,83
11 008 1251	Tube PEHD	125	11.4	PE100	16 Bars	1 088,66	1 273,73
11 008 1601	Tube PEHD	160	14.6	PE100	16 Bars	1 779,29	2 081,77
11 008 2001	Tube PEHD	200	18.2	PE100	16 Bars	2 794,15	3 269,16
11 008 2501	Tube PEHD	250	22.7	PE100	16 Bars	4 323,02	5 057,93
11 008 3151	Tube PEHD	315	28.6	PE100	16 Bars	6 565,32	7 681,42
11 008 4001	Tube PEHD	400	36.3	PE100	16 Bars	10 661,29	12 473,71
11 008 5001	Tube PEHD	500	45.4	PE100	16 Bars	16 486,28	19 288,95
11 004 6301	Tube PEHD	630	57.2	PE100	16 Bars	25 408,31	29 727,72

TVA 17%

TUBE PE

TUBE PEHD EAU POTABLE PN20

Référence	Désignation	Diamètre	Épaisseur	Qualité	Pression	Prix HT	Prix TTC
		Ext en MM	en MM	Produit	Service	le M/L	le M/L
11 009 0901	Tube PEHD	90	10,1	PE100	20 Bars	585,35	301,87
11 009 1101	Tube PEHD	110	12,3	PE100	20 Bars	1 014,85	1 187,37
11 009 1251	Tube PE ID	125	14,0	PE100	20 Bars	1 304,01	1 526,63
11 009 1601	Tube PEHD	150	17,9	PE100	20 Bars	2 121,96	2 482,63
11 009 2001	Tube PEHD	200	22,4	PE100	20 Bars	3 321,35	3 885,93
11 009 2501	Tube PEHD	250	27,9	PE100	20 Bars	5 166,53	6 044,81
11 009 3151	Tube PEHD	315	35,2	PE100	20 Bars	8 051,49	9 420,24
11 009 4001	Tube PEHD	400	44,7	PE100	20 Bars	12 967,47	15 171,94
11 009 5001	Tube PEHD	500	55,8	PE100	20 Bars	20 218,93	23 656,15

TVA 17%

ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ
DES RÉSERVOIRS D'AIR

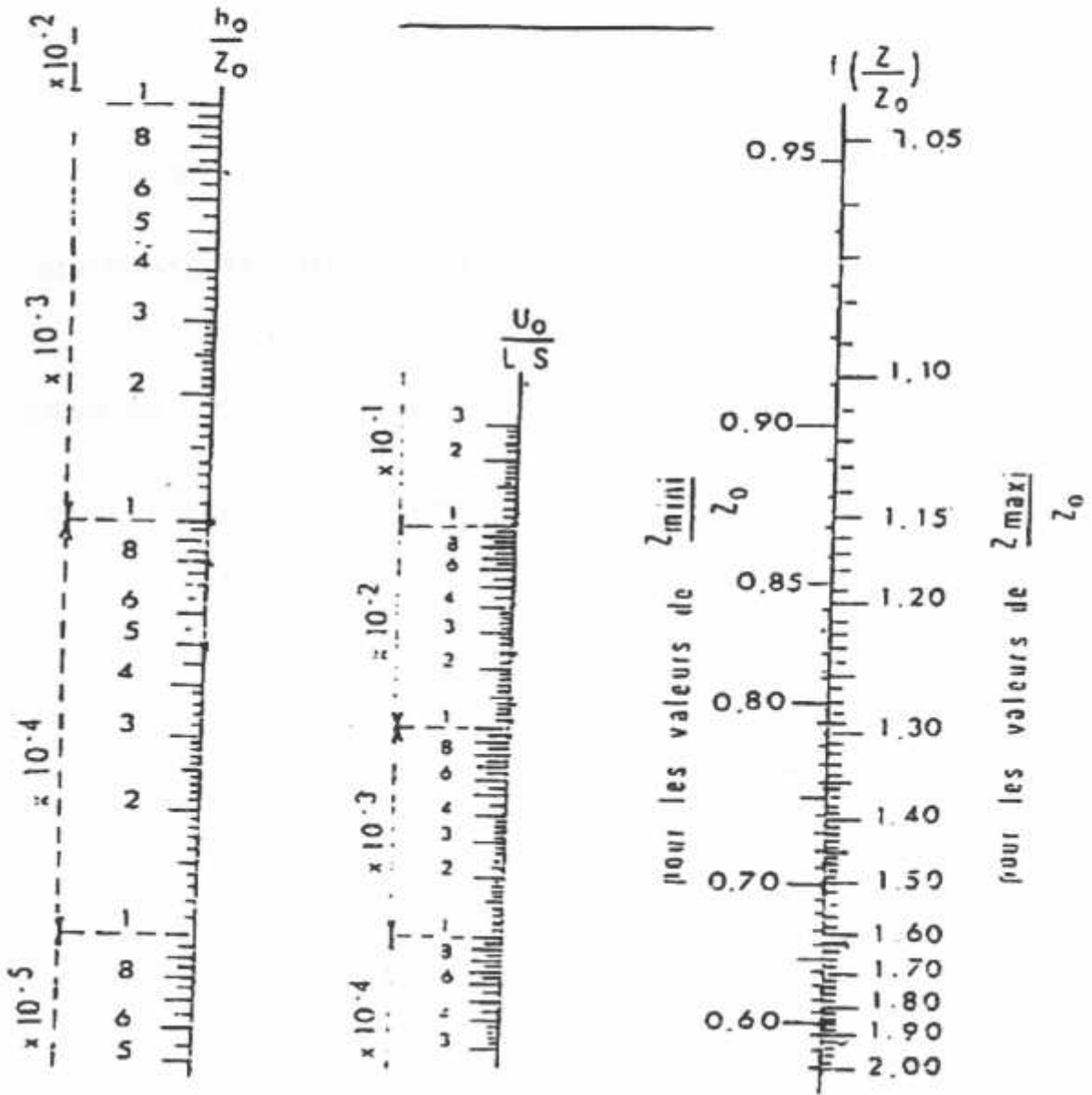


PLANCHE XXVII