

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Adduction en eau potable de la ville de Zoui (w. Khenchela) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0012-14

APA Citation (APA توثيق):

Alizoui, Yacine (2014). Adduction en eau potable de la ville de Zoui (w. Khenchela)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME :

**ADDUCTION EN EAU POTABLE DE LA VILLE
DE ZOUÏ (W.KHENCHELA)**

PRESENTE PAR :

M^r ALIZOUI Yacine

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M ^r KHETTAL Tahar	M.C.A	Président
M ^{me} CHENITI Nawel	M.A.A	Examinatrice
M ^r HEBBOUCHE Abdelhamid	M.A.A	Examineur
M ^{me} TAFAT Leila	M.A.A	Examinatrice
M ^r MEDDI M'hamed	Ingénieur (DRE)	Invité
M ^{me} MOKRANE Wahiba	M.A.A	Promotrice

Septembre - 2014

Dédicace

Je dédie ce modeste mémoire qui est l'accomplissement des longues années d'étude en premier lieu à :

Ma mère : Nedjma.

Mon père : Taher.

Pour tous les sacrifices et leur soutien moral et matériel dont ils ont fait preuve pour que je réussisse.

Je le dédie également à :

Mes frères : Mohamed lotfi , Mahfoud et Abd el baki .

Ma sœur: Meriem.

Mes cousines : abd errehmen, djamel ,moussa, abd el gani et nasreddine .

A toute ma famille.

A tous mes amis en particulier à :B.Hossam, B .Bilal, B .Saci, L.Ali , H.Saad ,DJ .Djamel , DJ.Abd errazak ,DJ.Mohamed et G.Azzeddine .

A .YACINE

❧ ❧ *REMERCIEMENTS* ❧

Avant tout, nous remercions le bon Dieu qui a illuminé notre chemin et qui nous a armés de force et de sagesse, ainsi que la bonne volonté pour achever ce modeste travail et ce cursus universitaire.

Ces quelques lignes ne vont jamais exprimer à la juste valeur ma reconnaissance à l'égard de ma promotrice M^{me} MOKRANNE, pour l'aide qu'elle m'a offert durant la période de réalisation de ce travail et encore plus sa confiance et ses encouragements.

Toute gratitude à nos professeurs et enseignants qui nous ont guidés au cours de la formation d'ingénieur, et nos respects aux membres de jury qui nous feront l'honneur d'apprécier ce travail.

Mon derniers remerciements, mais non les moindres s'adressent à tous mes amis de la première promotion NR, pour avoir beaucoup de sollicitudes et de chaleur humaine dont nous avons tant besoin , à savoir :K.ABDERAHMMANE ,D.KHALIFA, A.AHMED ,B.IMAD, B.AHMED ,B.HATEM, T.YASSINE , B.DJAMEL, M.SEIF EDINE , S.DJABER, A.ABDESSALAM et les autres ...

Grands mercis à vous tous.

ملخص

تعاني مدينة زوي بولاية خنشلة من عجز في مجال التزويد بالمياه الصالحة للشرب وهذا بسبب ندرة الموارد المائية مما يستدعي انجاز دراسة شاملة لتحسين الوضع. من خلال هذه المذكرة قمنا بدراسة مشروع التزويد بالمياه الصالحة للشرب انطلاقا من بئرين للمياه الجوفية نحو مدينة زوي وتشمل هذه الدراسة تحديد ابعاد الانابيب وحمايتها من الظاهرة الانتقالية المعروفة بالمطرقة المائية وكذلك حساب حجم الخزانات, ومن خلال هذه الدراسة أخذنا بعين الاعتبار العاملين التقني والاقتصادي بهدف تلبية حاجيات سكان هذه المدينة كما ونوعا.

Résumé

La ville de Zoui (W.Khenchela) souffre d'un déficit dans l'approvisionnement en eau potable, qui est dû à l'absence des ressources en eau, ce qui nécessite la réalisation d'une étude globale visant à améliorer la situation, en alimentant cette ville en eau potable à partir des deux forages des eaux souterraines vers la ville Zoui .

L'objectif de notre étude consiste à déterminer les dimensions des canalisations et la protection de ces dernières d'un phénomène transitoire appelé le coup de bélier et de calculer les volumes des réservoirs, en prenant en compte l'aspect technique et économique afin de répondre à la demande des habitants de cette ville à la fois quantitative et qualitative.

Abstract

The town of Zoui (W.khenchela) suffers a large deficit in terms of drinking water supply. The realization of thorough study is required to improve the situation through supplying this town with drinking water from the two drilling, and the protection of this latter from the phenomenon of knocks of ram as well as the calculation of the volumes of the reservoirs.

Meanwhile, throughout this study we have taken into consideration the technical and economic sight in order to respond to the needs of the inhabitants of this town both quantitatively and qualitatively.

Sommaire

	Pages
INTRODUCTION GENERALE	01
CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA VILLE	
Introduction	02
I.1. Situation géographique.....	02
I.2. Situation administrative.....	03
I.3. Situation climatologique	04
I.3.1. <i>Climat</i>	04
I.3.2. <i>Température</i>	04
I.3.3. <i>Précipitation</i>	05
I.3.4. La neige	06
I.3.5. Les orages	06
I.3.6. La grêle	06
I.3.7. Les vents dominants	06
I.3.8. La gelée blanche.....	07
I.4. Situation hydrographique	07
I.5. Situation topographique.....	08
I.6. Situation géologique.....	08
I.7. Situation démographique	09
I.8. Situation hydraulique	09
I.8.1/ Les ressources en eau.....	09
I.8.2/ les forages de renforcement D1 et SN3.....	09
I.8.3/ Volume de production journalière des forages	10
I.8.4/ Ouvrages de stockage.....	10
I.8.5/ Réseau d'alimentation en eau potable.....	10
Conclusion.....	11
CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU	
Introduction.....	12
II.1. Catégories des besoins en eau.....	12
II.2. Evolution de la population.....	12
II.3. Estimation des besoins en eau potable	13

II.3.1	<i>Choix de la dotation à différents horizons</i>	13
II.3.2	<i>L'évaluation de la consommation moyenne journalière</i>	14
II.3.2.1	<i>Les besoins domestiques</i>	14
II.3.2.2	<i>Besoins scolaires</i>	14
II.3.2.3	<i>Besoins socioculturels</i>	14
II.3.2.4	<i>Besoins sanitaire</i>	15
II.3.2.5	<i>Besoins administratifs</i>	15
II.3.2.6	<i>Besoins commerciaux</i>	16
II.3.2.7	<i>calcul des débits majoré</i>	16
II.3.2.8	<i>Récapitulation des besoins en eaux de Zoui</i>	17
II.3.3	<i>Détermination des consommations maximales et minimales journalière</i>	17
II.3.3.1	<i>Consommation maximale journalière (Q_{maxj})</i>	17
II.3.3.2	<i>Consommation minimale journalière ($Q_{min.j}$)</i>	18
II.3.4	<i>Débits horaire</i>	18
II.3.4.1	<i>Débit moyen horaire</i>	18
II.3.4.2	<i>Etude des variations des débits horaires</i>	19
II.3.4.3	<i>Variation des débits horaires en fonction du nombre d'habitants</i>	21
II.4	<i>Bilan ressources besoin de ZOUÏ pour différents horizons</i>	25
	<i>Conclusion</i>	26

CHAPITRE III : ETUDE DE L'ADDUCTION

	<i>Introduction</i>	27
III.1	<i>Quelques notions simples sur l'adduction</i>	27
III.1.1	<i>Types d'adduction</i>	27
III.1.1.1	<i>Adduction gravitaire</i>	27
III.1.1.2	<i>Adduction par refoulement</i>	28
III.1.1.3	<i>Adduction mixte</i>	29
III.1.2	<i>Adduction et types d'écoulement</i>	29
III.1.3	<i>La ligne piézométrique</i>	29
III.1.4	<i>L'air dans les tuyauteries</i>	30
III.1.5	<i>Dépôts dans l'adduction</i>	30
III.1.6	<i>Choix du tracé</i>	30
III.1.7	<i>Choix du type du matériau de la tuyauterie</i>	31
III.2	<i>Proposition des variantes</i>	33

III.2.1	La première variante.....	34
III.2.2	La deuxième variante.....	34
III.2.3	La troisième variante	34
III.2.4	Choix de la variante adéquate.....	38
III.2.5	variantes de l'emplacement de réservoir tampon	39
III.2.5.1	Première variante (Ct=1368m)	39
III.2.5.2	Deuxième variante (Ct=1365m)	39
III.3.	Etude technico-économique de l'adduction.....	39
III.3.1.	Cas de refoulement.....	39
III.3.1.1.	Méthode basant sur le cout de l'énergie et le coût de construction.....	40
III.3.1.2.	Autre méthode de détermination du diamètre économique.....	43
III.3.1.2.1	Frais d'amortissement.....	44
III.3.1.2.3	Caractéristiques de l'adduction.....	44
III.3.2.	Cas gravitaire.....	46
III.4.	Dimensionnement de l'adduction	48
III.4.1.	Etude de la première variante (Ct= 1368m).....	48
III.4.1.1.	Utilisation des conduites en PEHD.....	48
III.4.1.1.1	Etude de l'adduction par refoulement	48
Le Tronçon forage D1-Réservoir tampon.....	48	
Le Tronçon forage SN3- Réservoir tampon.....	51	
III.4.1.1.2	Etude de l'adduction gravitaire.....	53
III.4.1.2.	Utilisation de la fonte ductile.....	55
III.4.1.2.1	Etude de l'adduction par refoulement	55
Le Tronçon forage D1-Réservoir tampon.....	55	
Le Tronçon forage SN3- Réservoir tampon.....	58	
III.4.1.2.2	Etude de l'adduction gravitaire.....	60
III.4.1.3	Choix final des matériaux pour la première variant.....	62
III.4.2	Deuxièmes variantes (Ct=1665m)	62
III.4.2.1.	Utilisation de PEHD	62
III.4.2.1.1.	Etude de l'adduction par refoulement.....	62
Le Tronçon forage D1-Réservoir tampon.....	62	
Le Tronçon forage SN3- Réservoir tampon.....	64	
III.4.2.1.2.	Etude de l'adduction gravitaire	67
III.4.2.2.	Utilisation de la fonte ductile	68
III.4.2.2.1.	Etude de l'adduction par refoulement	68

Le Tronçon forage D1-Réservoir tampon.....	68
Le Tronçon forage SN3- Réservoir tampon.....	70
III.4.2.2.Etude de l'adduction gravitaire	73
III.4.2.3. Choix final des matériaux de la deuxième variante.....	74
III.4.2.4 .Les bilans globaux des deux variantes.....	75
III.4.3. Caractéristiques des conduites projetées.....	75
III.5.Choix des pompes	75
III.5.1 .Choix du type d'installation.....	76
III.5.2.Les groupes électropompes immergés	76
III.5.2.1/Description.....	76
III.5.2.2/Condition d'installation	76
III.5.2.3 critères de choix du type de Pompe.....	77
III.5.3.Choix des pompes immergées.....	77
III.5.3.1 le forage D1.....	77
III.5.3.2 le forage SN3.....	78
III.5.4.Courbes caractéristiques des pompes.....	79
III.5.5 .Courbe caractéristique d'une conduite	79
III.5.5.1/courbes caractéristiques des conduites de refoulement.....	79
III.5.5.2/Point de fonctionnement	80
III.5.5.3/ Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données.....	81
Conclusion.....	82

CHAPITRE IV : LES RESERVOIRS

Introduction.....	83
IV-1 Rôle des réservoirs.....	83
IV-2 Emplacement de réservoir.....	83
IV-3 Choix du type du réservoir.....	83
IV-4 Equipement du réservoir.....	84
IV-4.1 Conduite d'alimentation.....	84
IV-4.2 Conduite de départ ou de distribution.....	85
IV-4.3 Conduite de trop-plein.....	85
IV-4.4 Conduite de décharge ou de vidange.....	86
IV-4.5 Conduite by-pass.....	86
IV-4.6 Matérialisation d'une réserve d'incendie.....	86

IV-5. Vidange et remplissage des réservoirs.....	87
IV-6. Entretien des réservoirs :.....	87
IV-7. Méthodes des calculs des réservoirs	89
IV-7 .1) Réservoir d'alimentation	89
Capacité pratique d'un réservoir.....	89
Calcul forfaitaire	89
La méthode analytique.....	89
Méthode graphique.....	90
IV-7 .2) le réservoir tampon	91
IV-7 .2.1) Définition.....	91
IV-7 .2.2) Le volume de réservoir tampon.....	91
IV-8 . Vérification des capacités des réservoirs de distribution	92
Le réservoir R1000.....	92
Le réservoir R2000	93
Calcul de la capacité de stockage nécessaire pour les eaux de renforcement	94
IV-9. Calcul de la capacité de la Réservoir Tampon	95
IV.10. Traversée des conduites dans les parois de la cuve	96
IV-11 Aménagement interne des réservoirs	97
IV-12- Recommandations diverses	98
Conclusion.....	99

CHAPITRE V : PROTECTION DES CONDUITES CONTRE COUP DE BELEIR

Introduction	100
V.1. Définition.....	100
V.2. Causes du coup de bélier	100
V.3. Risques dus aux coups de bélier	100
V.3.1. Risque de forte press.....	101
V.3.2 Pression négative	101
V.3. 3 Fatigues des conduites	101
V.4. Moyen de protection contre le coup de bélier	101
V.4 .1 Réservoirs d'air	101
V-4 -2 Les cheminées d'équilibre	102
V-4 -3 Soupape de décharge	103
V-4- 4 Volant d'inertie	103
V.5 Analyse physique du phénomène du coup de bélier	103

V-6 Protection des conduites de refoulement contre le coup de bélier	104
V.6-1. Calcul de la célérité d'onde	105
V -6-2. Valeur numérique du coup de bélier	106
V-6.2-1. Cas de la fermeture brusque	106
V-6-2-2. Cas de la fermeture lente	107
V -6-3. Calcul simplifié des réservoirs d'air	108
Pour le tronçon en fonte ductile	109
Pour le tronçon en PEHD	110
V-7 . Etude du coup de bélier dans la conduite gravitaire.....	111
Conclusion.....	113

CHAPITRE VI : ORGANISATION DU CHANTIER ET PROTECTION ET SECURETE DE TRAVAILLE

Introduction	114
VI.1 /Organisation de chantier.....	114
VI.1 .1 .but de l'organisation de chantier.....	114
VI.1 .2 .Implantation de la trace des tranchées sur le terrain.....	114
VI.1 .3 .Excavation des tranchées	114
VI.1. 3 .1 La profondeur (H_{tr}).....	115
VI.1.3.2. Largueur de fond	115
VI.1.3.3 .Largueur en miroir	115
VI.1.3.4. choix du coefficient du talus	116
VI.1.3.5.section transversale de la tranchée.....	116
VI.1.4 Choix de l'excavateur et le procédé d'excavation.....	116
VI. 1.4 .1 Pelle équipée en rétro	116
VI .1.4.2 Pelle équipée en butée	116
VI .1.4.2.1.Calcul de volume de déblai	117
VI.1.4.2.2 .Rendement d'exploitation des pelles choisie.....	117
VI.1.4.2.3 La durée d'excavation.....	118
VI.1.4.3. Le volume des remblais	118
VI.1.4.3.1. Calcul de volume des conduites	119
VI.1.4.3.2 .Calcul de volume du lit de sable	119
VI.1.5. Calcul des coûts des travaux	120
VI.1.6. Les Engins :	120
VI.1.6.1. Pelle hydraulique	120

VI.1.6.2. Compacteur (vibrateur de sol).....	121
VI.1.6.3. Chargeur	122
VI.1.6.4.Les Dozers	122
VI.1.7.Aménagement du lit de pose des conduites	123
VI.1.8 .Epreuve de joint et de la canalisation	123
VI.1.9 . Pose de canalisation	123
VI.1.9.1.Principe de pose de canalisations.....	124
VI.1.9.2.Pose de canalisation dans un terrain ordinaire	125
VI.1.9.3.Pose de canalisation dans un mauvais terrain	125
VI.1.9.4.Pose de canalisation en galerie	126
VI.1.10.Remblaiement de la tranchée	127
VI.1.11.Planification des travaux	128
VI.1.11.1.Définitions des tâches et leurs durées.....	128
VI.1.11.2.Construction du réseau.....	128
VI .2.protection et sécurité de travaille	129
VI.2 .1.Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique	129
VI.2.1.1 Facteurs humains.....	129
VI.2.1.2 Facteurs matériels	129
VI.2.2. Liste des conditions dangereuses	130
VI.2.3 Liste des actions dangereuses	130
VI.2.4 Mesures préventives pour éviter les causes des accidents	130
VI.2.4.1 Protection individuelle.....	130
VI.2.4.2 Autres protections.....	131
VI.2. 4. 3 Protection collective	131
VI. 2. 4.3.1 Equipement de mise en œuvre du béton	131
VI.2. 4.3. 2 Engin de levage.....	131
VI.2.4.3.3. Appareillage électrique	131
Conclusion	131
 CONCLUSION GENERALE.....	 132

ANNEXE

BIBLIOGRAPHIE

Liste des tableaux

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA VILLE

Tableau N° I-1: Températures moyennes mensuelle à ZOUI (1997-2008)	5
Tableau N° I-2 : précipitation moyenne mensuelles à khenchela.....	5
Tableau N° I-3 : Nombre moyen de jour de neige	6
Tableau N° I-4: Nombre moyen des jours d'orage.....	6
Tableau N° I-5: Nombre moyen des jours de grêle.....	6
Tableau N° I-6: Nombre moyen des jours de gelée	7
Tableau N° I-7: caractéristiques des forages de renforcement	10
Tableau N° I-8 : Production journalière des forages.....	10
Tableau N° I-9 : Caractéristiques des réservoirs existantes.....	10

CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE

Tableau N° II.1 : Evolution démographique de la zone urbaine Zoui de 2008 à 2035.....	12
Tableau N° II.2 : Dotation unitaire domestique.....	13
Tableau N° II.3: Besoins scolaires.....	14
Tableau N° II.4: Besoins socioculturels.....	15
Tableau N° II.5: Besoins sanitaires	15
Tableau N° II.6: Besoins administratifs.....	15
Tableau N° II.7: Besoins commerciaux.....	16
Tableau N° II.8: Taux de perte dans le réseau pour différents horizons.....	16
Tableau N° II.9: Taux de perte dans le réseau et l'adduction pour différents horizons.....	17
Tableau N° II.10: Récapitulation des besoins en eaux en 2014.....	17
Tableau N° II.11: Récapitulation des besoins en eaux en 2025.....	17
Tableau N° II.12: Récapitulation des besoins en eaux en 2035.....	17
Tableau N° II.13: consommation maximale journalière.....	18
Tableau N° II.14: consommation minimale journalière.....	18

Tableau N° II.15 : <i>débit horaire</i>	19
Tableau N° II.16: <i>Variation du coefficient β_{\max} en fonction du nombre d'habitant</i>	19
Tableau N° II.17: <i>débit maximum horaire</i>	20
Tableau N°II.18: <i>Variation du coefficient β_{\min} en fonction du nombre d'habitant</i>	20
Tableau N° II.19 : <i>debit minimum horaire</i>	20
Tableau N° II.20: <i>Variation des débits horaires en fonction du nombre des habitants</i>	21
Tableau N° II.21: <i>Variation des debits horaires de Zoui à l'horizon 2014</i>	22
Tableau N° II.22: <i>Variation des debits horaires de Zoui à l'horizon 2025</i>	23
Tableau N° II.23: <i>Variation des debits horaires de Zoui à l'horizon 2035</i>	24
Tableau N° II.24 : <i>Bilan ressources besoins de ZOUÏ pour différents horizons</i>	25

CHAPITRE III : ETUDE DE L'ADDUCTION

Tableau N° III.1 : <i>La valeur de R en fonction du matériau</i>	41
Tableau N° III.2: <i>Valeurs de a, b, α, en fonction du matériau</i>	41
Tableau N° III.3: <i>Valeur de M en fonction du matériau</i>	43
Tableau N° III.4: <i>Coefficients K', m, β pour différents types du tuyau</i>	48
Tableau N° III.5: <i>Calcul de la hauteur manométrique totale de tronçon D1-RT.(variante N°1.PEHD)</i>	49
Tableau N° III.6: <i>Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre. (Tronçon forage D1- RT) .(variante N°1.PEHD)</i>	49
Tableau N° III.7: <i>Variation des frais d'amortissement en fonction du diamètre (Tronçon forage D1-RT) .(variante N°1.PEHD)</i>	49
Tableau N° III.8 : <i>Bilan des frais d'investissement et d'exploitation (forage D1-RT) .(variante N°1.PEHD)</i>	50
Tableau N°III.9: <i>Calcul de la hauteur manométrique totale troncon forage SN3-RT.(variante N°1.PEHD)</i>	51
Tableau N° III.10: <i>Calcul des frais d'exploitation du Tronçon forage SN3- RT .(variante N°1.PEHD)</i>	51
Tableau N° III.11: <i>Calcul des frais d'amortissement du Tronçon forage SN3-RT .(variante N°1.PEHD)</i>	52

Tableau N° III.12 : <i>Bilan des frais d'investissement et d'exploitation</i> (Tronçon forage SN3-RT) .(variante N°1.PEHD).....	52
Tableau N° III.13 <i>caractéristiques de la conduite gravitaire</i> (VarianteN°1 en PEHD).....	54
Tableau N° III.14: <i>Calcul de la hauteur manométrique totale D1-RT</i> (VarianteN°1 en fonte)	55
Tableau N° III.15: <i>Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre.</i> (D1- RT) .(variante N°1.en Fonte).....	56
Tableau N° III.16: <i>Variation des frais d'amortissement en fonction du diamètre</i> (Tronçon forage D1-RT) (variante N°1.en Fonte).....	56
Tableau N° III.17 : <i>Bilan des frais d'investissement et d'exploitation</i> (Tronçon forage D1-RT) (variante N°1.en Fonte).....	57
Tableau N° III.18: <i>Calcul de la hauteur manométrique totale (SN3-RT)</i> (variante N°1.en Fonte.....	58
Tableau N° III.19: <i>Calcul des frais d'exploitation du</i> Tronçon forage SN3- RT (variante N°1.en Fonte).....	58
Tableau N° III.20: <i>Calcul des frais d'amortissement du</i> Tronçon forage SN3-RT (variante N°1.en Fonte).....	59
Tableau N° III.21 : <i>Bilan des frais d'investissement et d'exploitation</i> (SN3-RT) (variante N°1.en Fonte	59
Tableau N° III.22 : <i>caractéristiques de la conduite gravitaire</i> (variante N°1.en Fonte).....	61
Tableau N° III.23 : <i>Frais d'investissement de la conduite gravitaire</i> (variante N°1.en Fonte)	61
Tableau N° III.24 : <i>caractéristiques des conduites pour la première variante</i>	61
Tableau N° III.25 : <i>Couts total de la première variante</i>	62
Tableau N° III.26 : <i>Calcul de la hauteur manométrique (D1-RT)</i> (variante N°2.en PEHD).....	62
Tableau N° III.27 : <i>Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre.</i> (forage D1- RT) (variante N°2.en PEHD).....	63
Tableau N° III.28: <i>Variation des frais d'amortissement en fonction du diamètre</i> (Tronçon forage D1-RT) (variante N°2.en PEHD).....	63
Tableau N°III.29 : <i>Bilan des frais d'investissement et d'exploitation</i> (Tronçon D1-RT). (variante N°2.en PEHD).....	63
Tableau N°III.30: <i>Calcul de la hauteur manométrique totale (SN3-RT)</i> (variante N°2.en PEHD).....	64

Tableau N° III.31 : <i>Calcul des frais d'exploitation du Tronçon forage SN3- RT</i> (variante N°2.en PEHD).....	65
Tableau N° III.32: <i>Calcul des frais d'amortissement (forage SN3-Réservoir tampon)</i> (variante N°2.en PEHD).....	65
Tableau N° III.33 : <i>Bilan des frais d'investissement et d'exploitation (SN3-RT)</i> (variante N°2.en PEHD).....	66
Tableau N° III.34 : <i>caractéristiques de la conduite gravitaire</i> (variante N°2.en PEHD).....	67
Tableau N° III.35: <i>Calcul de la hauteur manométrique totale (D1-RT)</i> (variante N°2.en Fonte).....	68
Tableau N°III.36 Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre.(D1-RT) (variante N°2.en Fonte).....	68
Tableau N° III.37: Variation des frais d'amortissement en fonction du diamètre (Tronçon forage D1-RT) (variante N°2.en Fonte).....	69
Tableau N° III.38 : <i>Bilan des frais d'investissement et d'exploitation (D1-RT)</i> (variante N°2.en Fonte).....	69
Tableau N°III.39: <i>Calcul de la hauteur manométrique totale (SN3-RT)</i> (variante N°2.en Fonte).....	70
Tableau N° III.40: <i>Calcul des frais d'exploitation (forage SN3- Réservoir tampon)</i> (variante N°2.en Fonte).....	71
Tableau N°III.41: <i>Calcul des frais d'amortissement</i> (forage SN3-Réservoir tampon) (variante N°2.en Fonte).....	71
Tableau N°III.42 : <i>Bilan des frais d'investissement et d'exploitation (forage SN3-Réservoir tampon)</i> (variante N°2.en Fonte).....	72
Tableau N° III.43: <i>caractéristiques des conduites gravitaire</i> (variante N°2.en Fonte).....	73
Tableau N°III.44: <i>Frais d'investissement des conduites gravitaire</i> (variante N°2.en Fonte).....	73
Tableau N° III.45: <i>caractéristiques des conduites de la deuxième variante</i>	74
Tableau N° III.46 : <i>Couts total de la deuxième variante</i>	74
Tableau N° III.47: <i>Les bilans globaux des deux variantes</i>	75
Tableau N° III.48 : <i>Caractéristiques des conduites de refoulement projeté</i>	75
Tableau N° III.49 : <i>Caractéristiques des conduites gravitaire projeté</i>	75
Tableau N° III.50: <i>variantes pour le choix du type de pompe pour le forage D1</i>	77

Tableau N° III.51 : caractéristiques de la pompe choisie pour le forage D1	78
Tableau N° III.52 : variantes pour le choix du type de pompe pour le forage SN3.....	78
Tableau N° III.53 : caractéristiques de la pompe choisie pour le forage SN3.....	79
CHAPITRE IV : LES RESERVOIRS	
Tableau N° IV.1 : <i>Vérification de la capacité de R1000</i>	92
Tableau N° IV.2: <i>Vérification de la capacité de R2000</i>	93
Tableau N° IV.3: calcul de la capacité de stockage nécessaire pour les eaux de renforcement.....	94
Tableau N° IV. 4 : caractéristiques de réservoir tampon projeté.....	96
CHAPITRE V : PROTECTION DES CONDUITES CONTRE COUP DE BELIER	
Tableau N° V-1: valeurs du coefficient K.....	106
Tableau N° V-2 : la célérité par la formule d'Allievi.....	106
Tableau N° V-3. Récapitulatif des valeurs de la célérité d'onde	106
Tableau N° V-4 : Valeur numérique de coup de bélier.....	107
Tableau N° V-5: La caractéristique de conduit de refoulement.....	109
Tableau N° V-6 : Les caractéristiques de la conduite gravitaire.....	111
CHAPITRE VI : ORGANISATION DU CHANTIER ET PROTECTION ET SECURETE DE TRAVAILLE	
Tableau N° VI.1 : choix du coefficient du talus.....	116
Tableau N° VI.2: calcul du volume de déblai.....	117
Tableau N° VI.3: Capacité du godet en fonction du volume de terrassement.....	117
Tableau N° VI .4. : Rendements des pelles.....	118
Tableau N° VI .5 : durées d'excavation.....	118
Tableau N° VI .6 : volume des conduites.....	119
Tableau N° VI .7 : Volume de lit de sable.....	119
Tableau N° VI.8: calcul du volume du remblai.....	119
Tableau N° VI.9: Coût des travaux de l'adduction.....	120
Tableau N° VI.10 : Temps de réalisation des opérations de l'adduction.....	128

LISTE DES FIGURES

Chapitre I: Présentation de la ville

Figure I-1 : Schéma représentatif pour l'accès à la zone d'étude.....	2
Figure I-2 : Image satellitaire Google Earth de localité de Zoui	3
Figure I-3 : Limites administratives de la commune d'Ouled Rechache	4
Figure I-4 : Carte de la pluviométrie de la wilaya de Khenchela	5
Figure I-5 : Carte des réseaux hydrographiques de la wilaya de Khenchela	7
Figure I-6 : Carte géologique de khenchela	8

Chapitre II: Estimation des besoins en eau

Figure II-1 : <i>Histogramme d'évolution du nombre d'habitant de Zoui à différents horizons</i>	13
Figure II-2 : Diagramme de variation de la consommation total à l'horizon 2035.....	25
Figure II-3 : Courbe de la consommation cumulée à l'horizon 2035.....	25
Figure II-4 : bilan ressources besoins de Zoui pour différents horizons.....	26

Chapitre III: Etude de l'adduction

Figure III-1 : Adduction gravitaire	28
Figure III-2 : Adduction par refoulement.....	28
Figure III-3 : Adduction mixte	29
Figure III-4 :schéma de la première variante.....	35
Figure III-5 :schéma de la deuxième variante	36
Figure III-6 : schéma de la troisième variante	37
Figure III-7 : Problème d'écrêtement	38
Figure III-8 : <i>Bilan des frais d'investissement et d'exploitation (forage D1-RT)</i> (Variante N°1 en PEHD)	50
Figure III-9 : <i>Bilan des frais d'investissement et d'exploitation (forage SN3-RT)</i> (VarianteN°1 en PEHD)	53
Figure III-10 : <i>Bilan des frais d'investissement et d'exploitation (forage D1-RT)</i> (variante N°1.en Fonte)	57
Figure III-11 : <i>Bilan des frais d'investissement et d'exploitation (SN3-RT)</i> (variante N°1.en Fonte)	59
Figure III-12 : <i>Bilan des frais d'investissement et d'exploitation (forage D1-RT)</i> (variante N°2.en PEHD.....	64
Figure III-13 : <i>Bilan des frais d'investissement et d'exploitation (SN3-RT)</i> (variante N°2.en PEHD)	66
Figure III-14 : <i>Bilan des frais d'investissement et d'exploitation (D1-RT)</i> (variante N°2.en Fonte)	70
Figure III-15 : <i>Bilan des frais d'investissement et d'exploitation (SN3-RT)</i>	

(variante N°2.en Fonte).....	72
Figure III-16 :Les courbes caractéristiques (Tronçon forage D1 –Réservoir tampon).....	80
Figure III-17 :Les courbes caractéristiques (Tronçon forage SN3 –Réservoir tampon).....	80

Chapitre IV: Les réservoirs

Figure IV-1 : Arrivée par sur verse (<i>Chute libre</i>).....	84
Figure IV-2 : Arrivée par sur verse (<i>Noyée</i>).....	84
Figure IV-3 : Arrivée par dessous (<i>Par le fond</i>).....	85
Figure IV-4 : Arrivée par dessous (<i>Par le bas</i>).....	85
Figure IV-5 : Conduite de départ.....	85
Figure IV-6 :Conduite de vidange et de trop plein.....	86
Figure IV-7 : Conduite by-pass.....	86
Figure IV-8 :Equipements des réservoirs	88
Figure IV-9 :méthode graphique de calcul des réservoirs.....	90
Figure IV-10 :Lois de manœuvre d'un robinet vanne.....	91
Figure IV-11 : Traversée des conduites (manchon à bout lisse).....	96
Figure IV-12 :Traversée des conduites (Gaine en fonte)	97
Figure IV-13 : Les chicanes dans le réservoir	98

Chapitre V: PROTECTION DES CONDUITES CONTRE COUP DE BELEIR

Figure V-1 : Principe de disposition du réservoir d'air anti-bélier.....	102
Figure V-2 : <i>Cheminée d'équilibre sur une conduite de refoulement</i>	103

Chapitre VI: ORGANISATION DU CHANTIER ET PROTECECTION ET

SECURETE DE TRAVAILLE

Figure VI-1 : Pelle hydraulique	121
Figure VI-2 : Compacteur Mono.....	121
Figure VI-3 : Compacteur manuel (pilonneuse).....	122
Figure VI-4 : Chargeur.....	122
Figure VI-5 : Bulldozer	123
Figure VI.6 : Pose de conduites dans un terrain peu consistant	125
Figure VI-7 : Pose de conduites dans un terrain agressif	126
Figure VI-8 : Pose de canalisation en galerie	127
Figure VI-9 : traversée d'une rivière	127
Figure VI-10 :Réseaux à nœuds	128

LISTE DES PLANCHES

Planche N° 1 : TRACE DE L'ADDUCTION (partie refoulement)

Planche N° 2 : TRACE DE L'ADDUCTION (partie gravitaire)

Planche N° 3 : PROFIL EN LONG DE LA CONDUITE DE REFOULEMENT
(forage D1-réservoir tampon)

Planche N° 4 : PROFIL EN LONG DE LA CONDUITE DE REFOULEMENT
(forage SN3 –réservoir tampon)

Planche N° 5 : PROFIL EN LONG DE LA CONDUITE GRAVITAIRE
(réservoir tampon –R1000 O.Rechache)

Planche N° 6 : LES ACCESSOIRES DE L'ADDUCTION

Introduction générale

L'eau est depuis la création de l'univers la matière essentielle de la vie sur terre, elle a toujours été la priorité de l'être humain dans sa vie. Au cours de son histoire, l'homme a utilisé cette eau comme source de vie, de développement, et de son confort.

Le manque d'eau potable est devenu la préoccupation quotidienne des algériens, c'est dans ce cadre qu'entre l'objet de la présente étude d'adduction de la ville Zoui située dans la wilaya de Khenchela à l'Est d' Algérie.

Afin d'élaborer ce travail nous commençons par la collecte des données des différentes situations de la zone d'étude et de proposer des solutions pour l'approvisionnement en eau potable de la population, en évaluant la quantité d'eau demandée à l'horizon futur 2035 ,dans la deuxième chapitre ,par la suite nous dimensionnons les ouvrages d'adduction d'eau à partir des forages, nous choisissons les moyens de pompes convenables et nous calculons les ouvrages stockage en chapitres III et IV.

L'écoulement de ces eaux peut nécessiter une protection contre les phénomènes transitoire l'objet du chapitre V.

L'organisation des travaux de chantier tenant compte de la sécurité lors de leur exécution sera traitée en dernier chapitre.

CHAPITRE I

PRESENTATION DE LA VILLE

Introduction :

La commune d'Ouled Rechache (Zoui) fait partie des 21 communes de la wilaya de Khenchela.

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

I.PRESENTATION DE LA VILLE**I.1 /Situation géographique**

La présente étude concerne le chef-lieu de commune d'Ouled Rechache. Cette zone urbaine est communément appelé Zoui. La commune d'Ouled Rechache (Zoui) fait partie des 21 communes de la wilaya de Khenchela. La zone urbaine de Zoui se situe au Nord-Est de la wilaya de Khenchela dans les hautes plaines du nord dans plateau dit Ouled Rechache.

La commune d'Ouled Rechache est rattachée à la daïra du même nom.

La commune d'Ouled Rechache s'étend sur une superficie de 285Km². Elle est située à 25Km au Sud Est du chef-lieu de wilaya. L'accès à la zone d'étude (Zoui) à partir de Khenchela se fait par la RN32 en passant par El Mahmel (Tazougart) (Figure I.1).

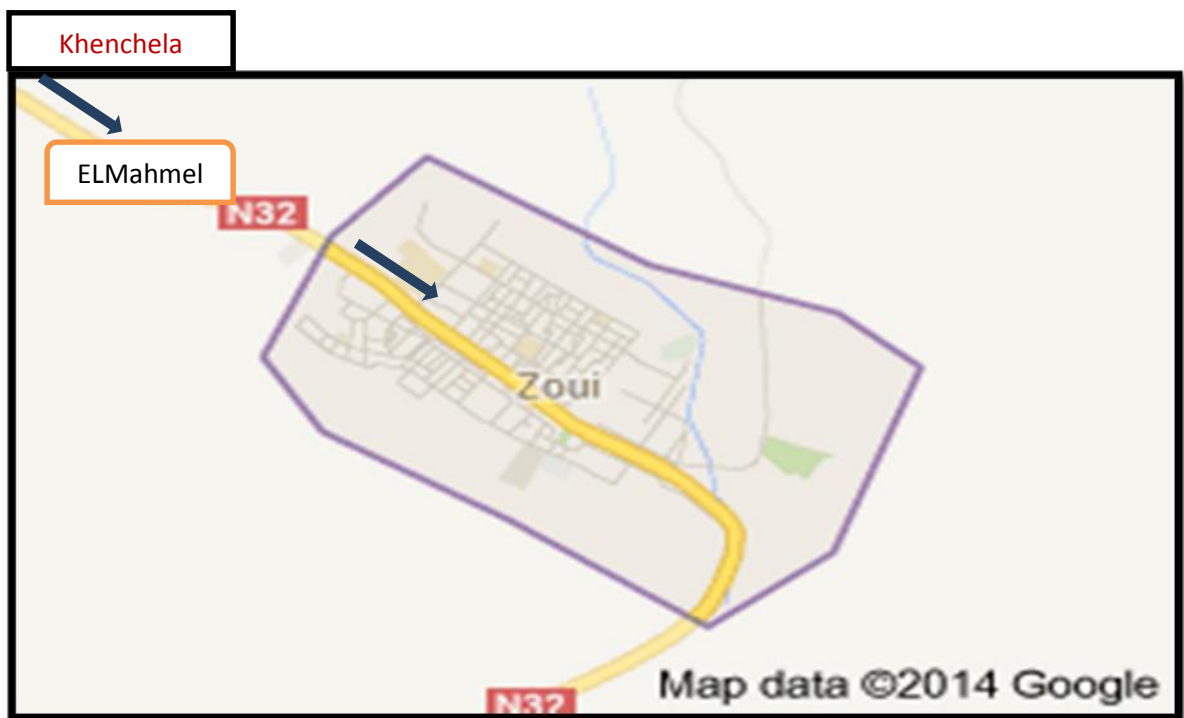


Figure I.1 : Schéma représentatif pour l'accès à la zone d'étude

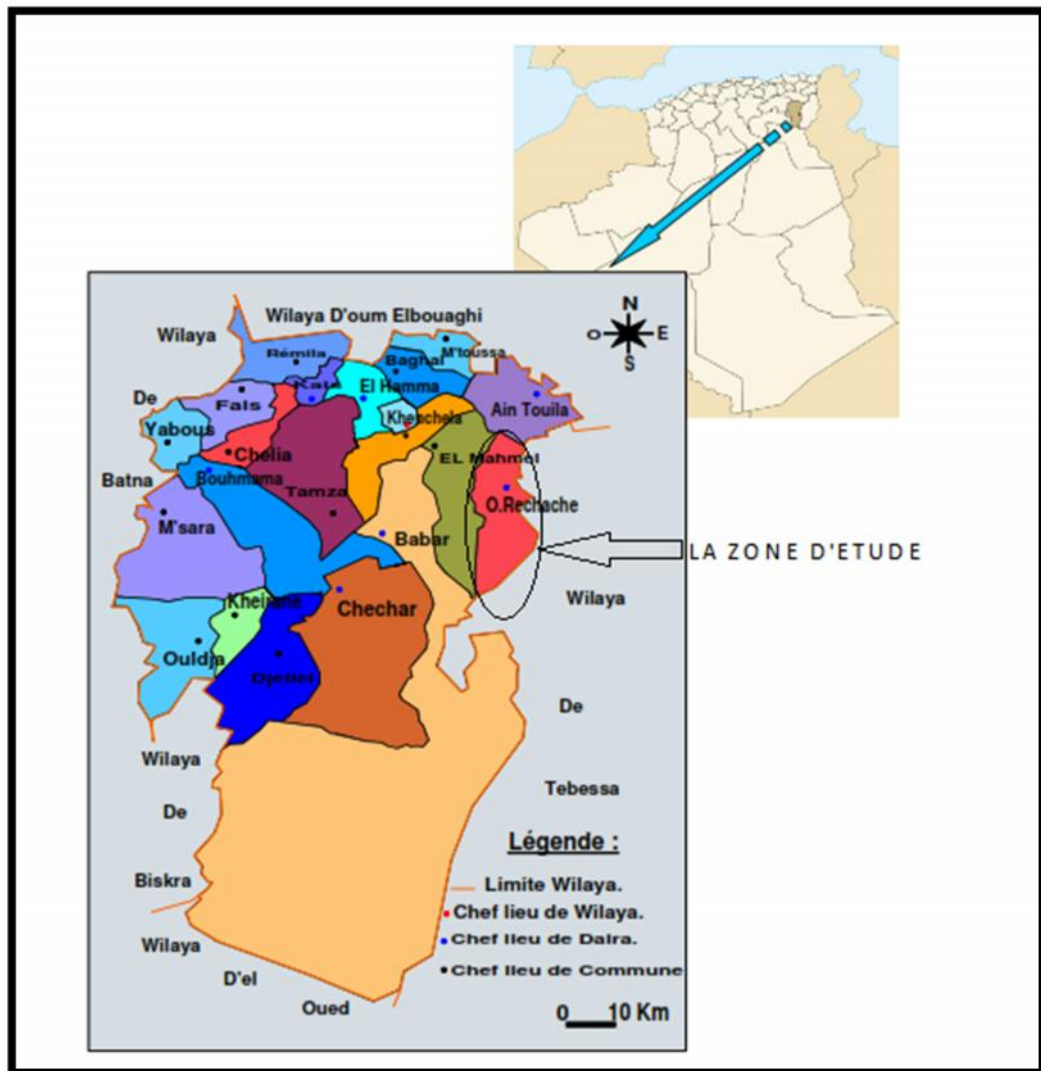


Figure I.2 : Image satellitaire Google Earth de localité de Zoui (commune d'Ouled Rechache)

1.2./Situation administrative

Les limites administratives de la commune d'Ouled Rechache (Zoui) :

- au Nord la commune d'Ain Touila et la commune d'El Mahmel a l'Ouest commune D'El Mahmel (Tazougart).
- au Sud et à l'Est la wilaya de Tebessa.



Source D .R. E. khenchela

Figure. I. 3 : Limites administratives de la commune d'Ouled Rechache

I.3/Situation climatologique

I.3.1.Climat :

De ce point de vue ; l'hétérogénéité du relief de la wilaya de Khenchela ; implique une extrême diversité des aspects climatiques. En général ; le climat est de type continental au Nord et presque saharien au Sud. Les hivers, sont très rigoureux et les étés chauds et secs.

I.3.2.Température :

Les températures sont marquées par des fortes variations diurnes et saisonnières, une moyenne de tous les minima de l'ordre de -2°C , une moyenne de maxima qui tournent autour de $21,4^{\circ}\text{C}$.

Un minimum absolu observé de -4,8°C, un maximum absolu observé de 42°C.

Les maxima absolus observés pendant la saison estivale sont très élevés, ce qui engendre une forte évaporation pendant cette saison.

Tableau N° I-1: Températures moyennes mensuelle à la station d'el Hamma (1997-2008)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
T (°C)	21.22	16.9	10.75	7	6.43	7.5	10.76	13.9	18.75	23.78	26.94	26.09

Source D.R .E Khenchela

I.3.3. Précipitation :

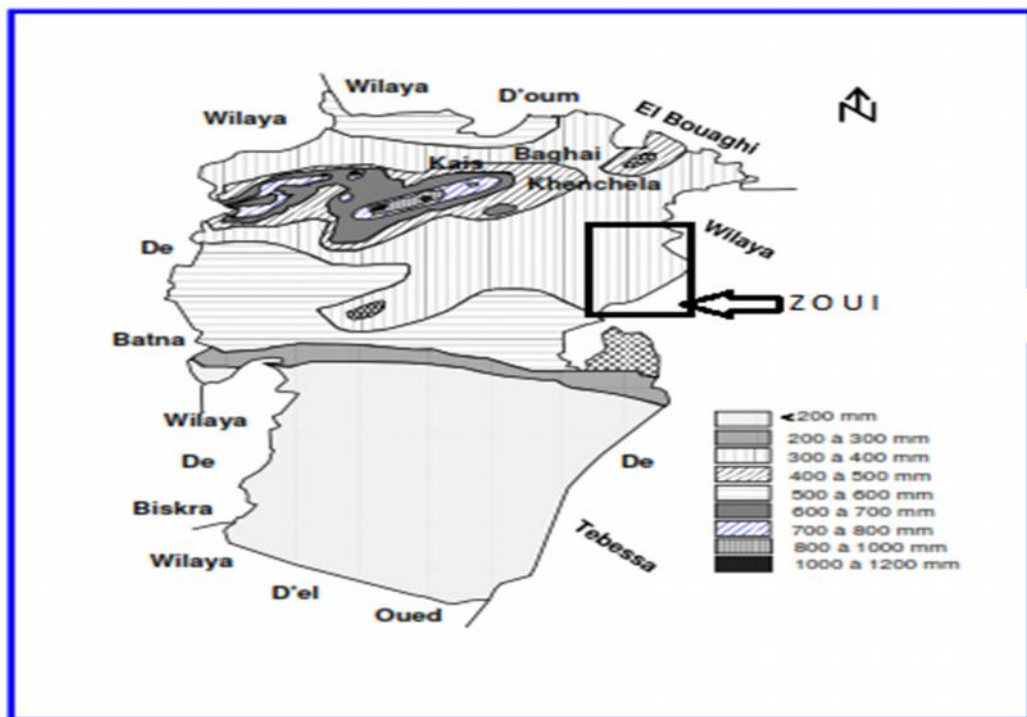
Nous soulignons que les données des précipitations, la neige, les orages et la grêle sont apportés par SELTZER. Pour 25 ans d’observation (1986-2011).

Tableau N° I-2: précipitation moyenne mensuelles à khenchela

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Total
P(mm)	54	47	70	50	61	35	13	23	38	38	57	45	531

Source D.R .E Khenchela

Nous remarquons que la précipitation moyenne mensuelle est en abondance pendant la période hivernale notamment au mois de mars, elle peut atteindre une valeur de 70mm, Par contre la faible précipitation a été enregistrée au mois de juillet qui est de l’ordre de 13 mm.



(Source A.N.R H.Constantine)

Figure. I. 3 Carte de la pluviométrie de la wilaya de Khenchela .

I.3.4. La neige :**Tableau N° I-3:** Nombre moyen de jour de neige

	Nombre moyen de	
	Jours ou il neige	Enneigement
Nombre des jours	12,4	12,4

(Source D.R .E Khenchela)

I.3.5. Les orages :

La saison où l'on observe le plus d'orage est la saison estivale (de Mai à Septembre) comme cela est indiqué dans le tableau N° I-4.

Tableau N° I-4: Nombre moyen de jours d'orage

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Total
Nombre des jours	0,1	0,2	1,3	1,8	5,4	5,5	4,4	5,5	4,9	1,7	0,3	0,1	31,2

(Source D.R .E Khenchela)

Il en ressort qu'en moyenne au cours d'une année, il y a environ 30 jours d'orage.

I.3.6. La grêle :**Tableau N° I-5:** Nombre moyen des jours de grêle

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Somme
Nombre des jours	1,4	1,3	1,8	1,2	1	1,1	0,3	0,4	0,4	0,3	0,4	0,5	10,1

(Source D.R .E Khenchela)

Il en ressort qu'en moyenne au cours d'une année, il y a environ 10 jours de grêle

I.3.7. Les vents dominants :

Les vents dominants sont ceux d'Ouest et du Nord - Ouest .Ces derniers amènent l'humidité de l'atlantique du Nord (en hiver). Outre ces vents fréquents, en hivers il y a aussi les vents du Nord qui sont souvent secs et froids. En été les vents du Sud sont chauds et secs parfois chargés de sable (vents de sable).

I.3.8.La gelée blanche

Tableau N° I-6: Nombre moyen des jours de gelée

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Moy. Annuelle
Nombre des jours	1,4	1,3	1,8	1,2	1	1,1	0,3	0,4	0,4	0,3	0,4	0,5	10,1

(Source D.R .E Khenchela)

I.4.Situation hydrographique

La commune de ouled rechache appartient au bassin de oued beni barbar, Le réseau hydrographique d'Ouled Recherche n'est pas important et influe faiblement dans la vie économique de la région.



(Source A.N.R H.Constantine)

Figure. I.4 Carte des réseaux hydrographiques de la wilaya de Khenchela

I.5/ Situation topographique

La commune de ouled rechche appartient au zone des hautes Plaines la structure physique de la zone est très hétérogène dans l'extrémité de la commune on trouve un style montagneux et un relief pouvant atteindre l'altitude de 1215m.

I.6/ Situation géologique

Le terrain d'étude représente une grande disposition subtabulaire suivant la direction (Nord-Est/Sud-Est). Il est occupé :

- Au centre par un remplissage alluvionnaire d'age quaternaire compose de gravies ,caillotis de calcaire et de marnes.
- Au bordure par les formation carbonates à facies des marnes et des calcaires d'age crétacé inferieur et superieur .

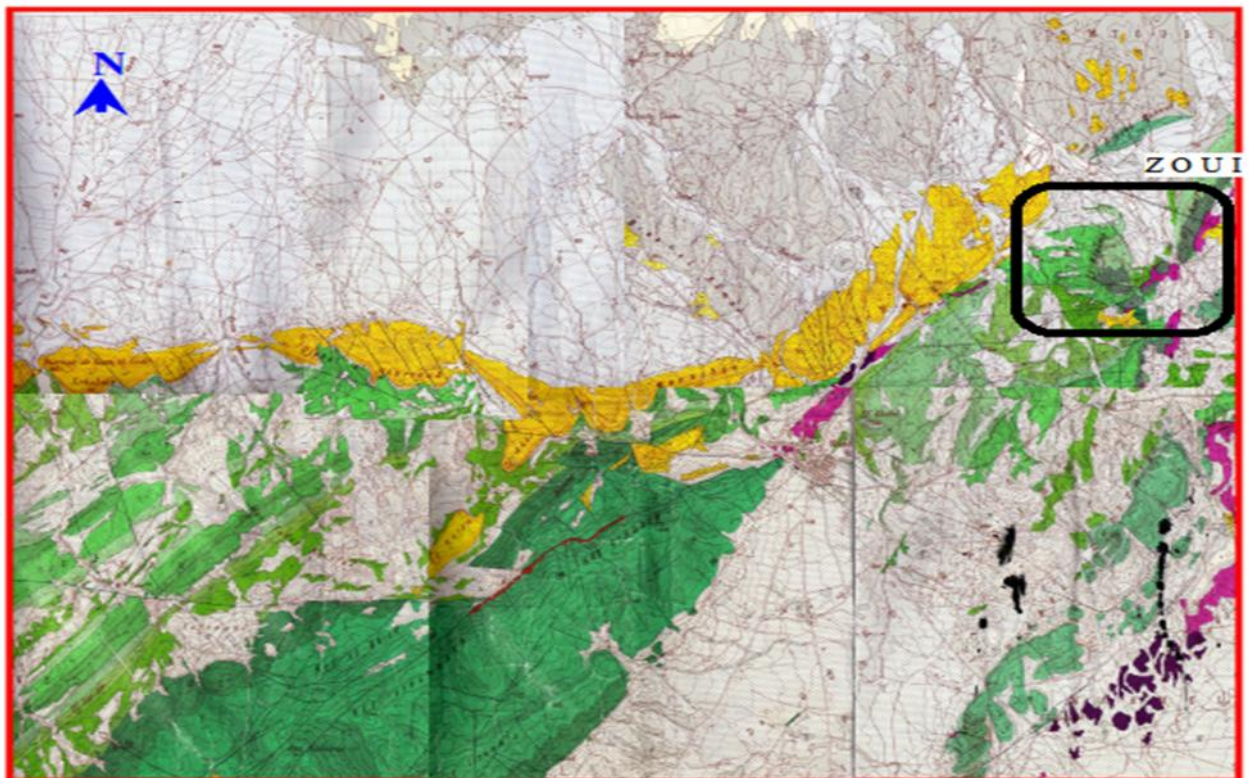


Figure. I. 4: Carte géologique de kenchela (Source A.N.R H.Constantine)

m ¹	MIOCENE: langhien : Marne,biomecrite
t	TRIAS: argiles varicolores et gypses
c ³	CRETACE: coniaciene : marne grise et marno calcaire
c ^{2b}	CRETACE: Tureniere moyen et supérieur
q ⁰	QUATERNAIRE : villa franchien : croute calcaire
c ⁵	CRETACE: Campanien : marne et calcaire crayeux

I.7/ Situation démographique :

L'estimation des besoins en eau actuels et futures de la zone urbaine de Zoui passe par la connaissance précise du nombre réel d'habitant et son évolution aux horizons futurs. A cet effet, l'évolution démographique de la commune d'Ouled Rechache a été étudiée sur la base de recensement RGPH 2008, la population totale de ZOUÏ en 2008 a été de 19746 habitants, avec un taux d'accroissement de 1.7 %.

I.8/ Situation hydraulique**I.8. 1/Les ressources en eau**

La zone urbaine de Zoui dispose de deux ressources d'alimentation en eau potables. La première étant des forages à la périphérie Sud de la ville et la seconde et étant le système de transfert d'eau à partir du barrage de Koudiat Medouar (w. de Batna).

Les forages destinés à alimenter Zoui sont les suivant :

- Forage RT 01 : localisé dans la plaine Mahmel situé à 9 km au sud du chef-lieu d'Ouled Rechache, son débit d'exploitation est de 18l/s.
- Forage Ain Trab : est localisé à gauche de la route menant Ouled Rechache à Babar juste à la sortie de la ville, son débit d'exploitation est de 14.5l/s.

Le transfert d'eau à partir du barrage de Koudiat Medouar (w. de Batna) destiné à alimenter la commune de Ouled Rechache par un débit de 1000 m³/j.

Ainsi le débit total des forages est de 32.5 l/s sur 22 heures soit un volume journalier de 2574 m³. En additionnant les eaux provenant du transfert du barrage de Koudiat Medouar (w. de Batna), la ville de Zoui devrait recevoir un volume journalier de 3574 m³

I.8.2) les forages de renforcement D1 et SN3

- Forage D1 : situé dans l'agglomération Ichertitten localisé à 15 km au sud du chef-lieu, son débit d'exploitation est de 32 l/s.
- Forage SN3 : localisé dans la plaine dite Mechta Ouled Sahraoui située à 10 km au sud du chef-lieu de Ouled Rechache, son débit d'exploitation est de 18 l/s.

Tableau N° I-7: caractéristiques des forages de renforcement.

NOM DU FORAGE	Débit d'exploitation (l/s)	Cote terrain(m)	Profondeur(m)	N.S(m)	N.D(m)
D1	32	1318	100	41.7	68.17
SN3	18	1316	200	45.75	92.86

(Source D.R .E Khenchela)

I.8.3 Volume de production journalière des forages

Les pompes des forages travaillant 20h /24h, elles refoulent des débits journaliers selon le tableau N° I-10 .

Tableau N° I-8 : Production journalière des forages

Forages	Débit (l/s)	Débit (m ³ /h)	Débit (m ³ /J)
D1	32	115.2	2304
SN3	18	64.8	1296
Total	50	180	3600

I.8.4 Ouvrages de stockage

La commune de Ouled Rechache est dotée par deux réservoirs de stockage R1000 et R2000 dont les caractéristiques sont représentée dans le tableau N° I -11.

Tableau N° I-9 : Caractéristiques des réservoirs existantes

Réservoir	volume (m ³)	Cote terrain(m)	Cote radié(m)	Cote trop plein(m)
Centre d'Ouled Rachache	1000	1209	1207	1211
Centre d'Ouled Rachache	2000	1208	1206	1210

(Source D.R .E Khenchela)

I.8.5/ Réseau d'alimentation en eau potable

Le réseau de distribution au niveau de la zone urbaine de Zoui est un réseau mixte : (maillé – ramifié).

Longueur total de réseau est de 33047 m.

La nature des matériaux du réseau de distribution PVC et PEHD.

Conclusion :

Dans cette partie nous avons cité les données nécessaires concernant notre région d'étude du point de vue géographique, climatique, topographique, hydrographique, géologique, démographique ainsi que la situation hydraulique, ces données nous serviront pour entamer notre étude du projet.

CHAPITRE II

ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE

Introduction

Le présent chapitre a pour objectif la mise en évidence de l'évolution de la population de la zone d'étude ainsi que l'évolution de ses besoins en eau potable qui correspondent et cela à différents horizons, et pour bien estimer les besoins on ajoute pour ce dernier la demande en eau potable des équipements.

II.1. Catégories des besoins en eau

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

- Besoins domestiques.
- Besoins scolaires.
- Besoins sanitaires.
- Besoins socioculturels.
- Besoins administratifs.
- Besoins commerciaux.

II.2 .Evolution de la population

Cette analyse est essentielle pour toutes les actions d'aménagement qui seront Programmer pour satisfaire les besoins en eau de la population.

L'évaluation des besoins en eau à différents horizons, sera faite sur la base de l'évolution démographique de la population calculée par la formule des intérêts composés qui est la suivante :

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

- P_n : la population à l'horizon de calcul (2035);
- P_0 : la population de l'année de référence (2008);
- T : taux d'accroissement naturel de la population en pourcentage ;
- n : nombre d'années séparant l'année de référence et l'horizon de calcul.

Sur la base des recensements RGPH (2008), et comme nous avons
Déjà dit (dans le chapitre N°1), l'évolution de la population de Zoui représenté
Dans le tableau N° II.1

Tableau N° II.1 : Evolution démographique de la zone urbaine Zoui de 2008 à 2035

Année	2008	2012	2014	2025	2035
T = 1.7%	19746	21123	21847	26299	31128

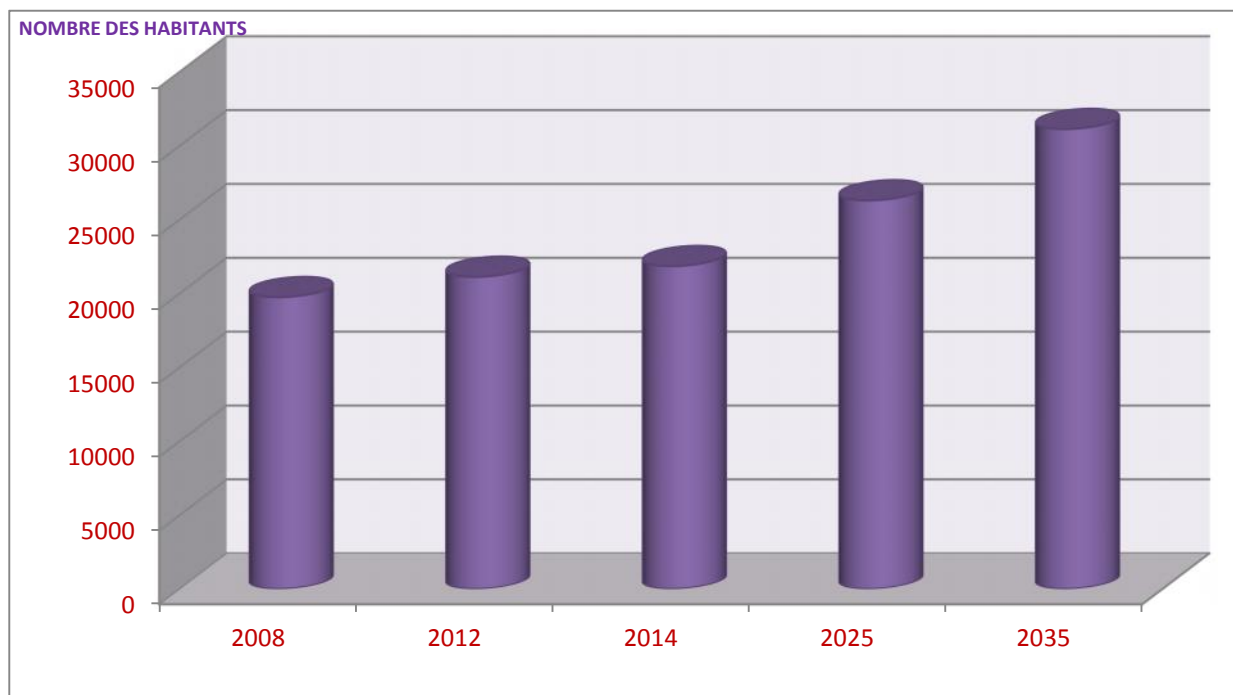


Figure II.1 : Histogramme d'évolution du nombre d'habitant de Zoui à différents horizons

II.3. Estimation des besoins en eau potable

II.3.1 Choix de la dotation à différents horizons

Le calcul de la demande en eau potable domestique dépend directement du développement démographique et la dotation.

Le choix de cette dotation est fait en tenant compte des facteurs suivants :

- ❖ selon La disponibilité des ressources en eau .
- ❖ Selon les régions.
- ❖ Selon le type des agglomérations.
- ❖ Selon les habitudes et le niveau de vie de la population.

Pour la présente étude et en prenant en considération les directives citées ci-dessus, nous Prenons une dotation de 150l/j/hab.

Tableau N° II.2 : Dotation unitaire domestique.

Année	2014	2025	2035
Dotation (l/j/hab)	150	150	150

II.3.2 .L'évaluation de la consommation moyenne journalière

Pour le calcul des besoins moyens journaliers, on utilise la formule II .2 :

$$Q_{moy ,j} = \frac{1}{1000} * dot * N \quad (m^3/j) \quad (II .2)$$

$Q_{moy,j}$: débit moyen journalier

dot: dotation moyenne en (l/j/hab)

N: nombre d'habitants.

II.3.2.1 Les besoins domestiques

$$\text{En 2014} \quad Q_{moy ,j} = \frac{1}{1000} * 150 * 21847 = 3277 \text{ m}^3/j$$

$$\text{En 2025} \quad Q_{moy ,j} = \frac{1}{1000} * 150 * 26292 = 3945 \text{ m}^3/j$$

$$\text{En 2035} \quad Q_{moy ,j} = \frac{1}{1000} * 150 * 31128 = 4669 \text{ m}^3/j$$

II.3.2.2. Besoins scolaires

Les besoins scolaires sont regroupés dans le tableau N° II.3.

Tableau N° II.3: Besoins scolaires

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/u)	Volume (m3/j)
Ecole primaire	Elève	2145	10	21,45
CEM	Elève	2700	10	27
Lycée	Elève	1000	10	10
Cantine scolaires	Elève	3200	10	32
CFPA	Elève	250	10	2,5
Total				92 ,95

II.3 .2.3. Besoins socioculturels

Les Besoins socioculturels sont regroupés dans le tableau N° II.4

Tableau N° II.4: Besoins socioculturels

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/u)	Volume (m3/j)
Mosquée	Fidèle	1000	5	5
Stade communal	Poste de douche	20	25	0.5
Complexe sportif	Adhérent	40	25	1
Total				6.5

II.3 .2.4.Besoins sanitaires

Les Besoins sanitaires sont regroupés dans le tableau N° II.5

Tableau N° II.5: Besoins sanitaires

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/u)	Volume (m3/j)
Hôpital	lit	60	300	18
Polyclinique	patient	40	15	0.6
Centre de vaccination	Patient	5	5	0.025
Cabinet dentaire	Patient	20	5	0.1
Cabinet médical de soins généralisés	Patient	600	5	3
Total				21.725

II.3 .2.5.Besoins administratifs**Tableau N° II.6:** Besoins administratifs

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/u)	Volume (m3/j)
Daira	Employé	30	5	0.15
APC	Employé	100	5	0.5
Bureau de poste	Employé	8	5	0.04
Subdivision hydraulique	Employé	12	5	0.06
Subdivision TP	Employé	40	5	0.2
Subdivision des forêts	Employé	6	5	0.03
Subdivision urbanisme	Employé	15	5	0.075
Subdivision PTT	Employé	20	5	0.1
ADE	Agent	4	5	0.02
CNR	Employé	4	5	0.02

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/u)	Volume (m3/j)
CASORAL	Employé	10	5	0.05
ANEM	Employé	10	5	0.05
ANGEM	Employé	3	5	0.015
ANSEJ	Employé	8	5	0.04
CRMA	Employé	5	5	0.025
Cellule de proximité	Employé	6	5	0.03
Total				1.405

II.3 .2.6.Besoins commerciaux

Tableau N° II.7: Besoins commerciaux

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/u)	Volume (m3/j)
Cafétéria	client	3000	20	60
Restaurant	repas	360	30	10.8
Station de lavage	lavage	48	150	7.2
Douche	cabine	60	25	1.5
Commerce divers	M ²	800	2	1.6
Marché hebdomadaire (fruits et légumes)	M ²	1500	2	3
Marché quotidien	M ²	500	2	1
Bains	Poste	200	150	30
				115.1

II-3-2.7 Calcul Du Débit Majoré

Des pertes inévitables d'eau sont dues aux fuites les robinets non ou mal fermes, et principalement aux fuites des canalisations de distribution enterrées ou des canalisations intérieures des immeubles, Alors le débit majoré est calculé selon la valeur de taux de fuite.

D'après la direction des ressources en eau de la wilaya de Khenchela est suivant l'étude diagnostic et réhabilitation du réseau d'alimentation en eau potable du chef-lieu de la commune d'Ouled Rechache (Zoui), les taux des pertes dans le réseau sont donnée comme suit : réduction des pertes de 2% tous les cinq ans.

Tableau N° II.8: Taux de perte dans le réseau pour différents horizons

Année	2012	2025	2035
Taux de pertes (%)	29	25	21

Tenir compte des fuites dans notre adduction alors :

Tableau N° II.9: Taux de perte dans le réseau et l'adduction pour différents horizons

Année	2012	2025	2035
Taux de pertes (%)	32	28	24

II.3.2.8. Récapitulation des besoins en eaux de Zoui

Tableau N° II.10: Récapitulation des besoins en eaux en 2014

<i>Catégories</i>	$Q_{moy,j}$ (m ³ /j)	1.32* $Q_{moy,j}$ (m ³ /j)
<i>Domestiques</i>	3277	4517
<i>Equipement</i>	145	
<i>Total</i>	3422	

Tableau N° II.11: Récapitulation des besoins en eaux en 2025

<i>Catégories</i>	$Q_{moy,j}$ (m ³ /j)	1.28* $Q_{moy,j}$ (m ³ /j)
<i>Domestiques</i>	3945	5235.2
<i>Equipement</i>	145	
<i>Total</i>	4090	

Tableau : N° II.12: Récapitulation des besoins en eaux en 2035

<i>Catégories</i>	$Q_{moy,j}$ (m ³ /j)	1.24* $Q_{moy,j}$ (m ³ /j)
<i>Domestiques</i>	4669	5969.4
<i>Equipement</i>	145	
<i>Total</i>	4814	

II.3.3. Détermination des consommations maximales et minimales journalière

Au cours de l'année, la consommation d'eau connaît des fluctuations autour de la consommation moyenne journalière, il existe des journées où la consommation d'eau est maximale; par contre il existe des journées où elle est minimale.

II.3.3.1. Consommation maximale journalière ($Q_{max,j}$)

Par rapport à la consommation moyenne journalière déterminée, nous pouvons mettre en évidence un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation maximale dépassera la moyenne de consommation. Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum $K_{max,j}$. Ainsi nous pouvons écrire:

$$Q_{max,j} = K_{max,j} * Q_{moy,j} \dots\dots\dots (II.3)$$

$Q_{max,j}$: Consommation maximale journalière (m³/j);

$K_{max,j}$: Coefficient d'irrégularité journalière maximum, $K_{max,j} = (1,1-1,3)$.

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

$Q_{moy,j}$: Consommation moyenne journalière (m³/j).

Tableau N° II.13: consommation maximale journalière

Année	$Q_{moy,j}$ (m ³ /j)	$Q_{max,j}$ (m ³ /j)
2014	4517	5420,4
2025	5235.2	6282,24
2035	5969.4	7163,28

II.3.3.2 Consommation minimale journalière (Q_{min,j})

Par rapport à la consommation moyenne journalière déterminée, nous pouvons aussi mettre en évidence un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation minimale est inférieure à la moyenne de consommation. Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière minimum et noté $K_{min,j}$. Ainsi nous pouvons écrire:

$$Q_{min,j} = K_{min,j} * Q_{moy,j} \dots\dots\dots (II .4)$$

$Q_{min,j}$: Consommation minimale journalière (m³/j);

$K_{min,j}$: Coefficient d'irrégularité journalière minimum, $K_{min,j} = (0,7-0,9)$.

On prend: $K_{min,j} = 0,9$;

$Q_{moy,j}$: Consommation moyenne journalière (m³/j).

Tableau N° II.14: consommation minimale journalière

Année	$Q_{moy,j}$ (m ³ /j)	$Q_{min,j}$ (m ³ /j)
2014	4517	4065,3
2025	5235.2	4711,68
2035	5969.4	5372,46

II.3.4.Débits horaire**II.3.4 .1Débit moyen horaire**

Le débit moyen horaire est donné par la relation II .5 :

$$Q_{moy,h} = Q_{max,j} / 24 \text{ (m}^3\text{/h)} \dots\dots\dots (II .5)$$

Avec :

$Q_{moy,h}$: débit moyen horaire en m³/h.

$Q_{max,j}$: débit maximum journalier en m³/j .

Tableau N° II.15 : débit horaire

Année	$Q_{\max,j}$ (m3/j)	$Q_{\text{moy.h}}$ (m ³ /h)
2014	5420,4	225,85
2025	6282,24	261,76
2035	7163,28	298,47

II.3.4.2 Etude des variations des débits horaires

Au cours de la journée, le volume d’eau affluant du réservoir vers les consommateurs est variable d’une heure à une autre. Néanmoins, la somme de ces volumes d’eau horaires nous informe de la consommation maximale journalière.

Les débits horaires sont donnés en pourcentage du débit maximum journalier.

Les consommations maximale et minimale horaire sont respectivement caractérisés par les coefficients maximum et minimum horaire ($K_{\max,h}$, $K_{\min,h}$) qui tiennent compte explicitement de l’aménagement des bâtiments, du niveau de développement d’équipement sanitaire, du régime du travail et d’autres conditions locales.

➤ **Consommation maximale horaire**

Le débit maximum horaire qui correspond au coefficient maximum horaire peut être déterminé graphiquement ou analytiquement.

Ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients qui dépendent des caractéristiques de l’agglomération à savoir :

- Un coefficient α_{\max} tenant compte du régime de travail des entreprises et industries, du degré de confort des habitants et de leurs habitudes. Il varie de 1,2 à 1,4.
- Un coefficient β_{\max} étroitement lié à l’accroissement de la population.

On peut donc écrire :

$$K_{\max,h} = \alpha_{\max,h} * \beta_{\max,h} \dots\dots\dots (II .6)$$

Tableau N° II.16: Variation du coefficient β_{\max} en fonction du nombre d’habitant [8]

Population	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000
β_{\max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03

$$Q_{\max h} = K_{\max h} * Q_{\text{moy,h}} \dots\dots\dots (II .7)$$

Tableau N° II.17: débit maximum horaire

Année	Q _{moy,h} (m ³ /h)	$\alpha_{max,h}$	$\beta_{max,h}$	K _{max,h}	Q _{max,h} (m ³ /h)
2014	225,85	1.3	1,2	1.56	352,33
2025	261,76	1.3	1,2	1.56	408,35
2035	298,47	1.3	1,15	1.49	444,72

➤ **Consommation minimale horaire**

Le débit minimum horaire qui correspond au coefficient minimum horaire peut être également déterminé graphiquement ou analytiquement.

Ce coefficient peut être décomposé à son tour, en deux autres coefficients qui dépendent des caractéristiques de l’agglomération à savoir :

- Un coefficient α_{min} tenant compte du régime de travail des entreprises et industries, du degré de confort des habitants et de leurs habitudes. Il varie de 0,4 à 0,6.
- Un coefficient β_{min} étroitement lié à l’accroissement de la population.

On peut donc écrire :

$$K_{min,h} = \alpha_{min,h} * \beta_{min,h} \dots\dots\dots (II .8)$$

Tableau N° II.18: Variation du coefficient β_{min} en fonction du nombre d’habitant [8]

Population	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000
β_{min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7	0,83

Alors : $Q_{min,h} = K_{min,h} * Q_{moy,h} \dots\dots\dots (II .9)$

Tableau N°II.19 : *debit minimum horaire*

Année	Q _{moy,h} (m ³ /h)	α_{min}	β_{min}	K _{min,h}	Q _{min h} (m ³ /h)
2014	225,85	0.5	0.5	0.25	56,46
2025	261,76	0.5	0.5	0.25	65,44
2035	298,47	0.5	0.6	0.3	89,54

II.3.4.3. Variation des débits horaires en fonction du nombre d'habitants [8]

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière. La variation des débits horaire d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants dans le tableau N°II.20

Les débits horaires sont donnés en pourcentage du débit maximum journalier.

Tableau N°II.20: Variation des débits horaires en fonction du nombre des habitants

Heures	Nombre d'habitants				Aggl.de type rural
	< 10000	10000 à 50000	50000 à 100000	> 100000	
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	3.75	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01
Total	100%	100%	100%	100%	100%

Tableau N° II.21: Variation des debits horaires de Zoui à l'horizon 2014

Heures	Consommation total $Q_{\max,j} = 5420,4 \text{ m}^3/\text{j}$		Courbe de la consommation cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1.5	81,31	1.5	81,31
1-2	1.5	81,31	3	162,61
2-3	1.5	81,31	4.5	243,92
3-4	1.5	81,31	6	325,22
4-5	2.5	135,51	8.5	460,73
5-6	3.5	189,71	12	650,45
6-7	4.5	243,92	16.5	894,37
7-8	5.5	298,12	22	1192,49
8-9	6.25	338,78	28.25	1531,26
9-10	6.25	338,78	34.5	1870,04
10-11	6.25	338,78	40.75	2208,81
11-12	6.25	338,78	47	2547,59
12-13	05	271,02	52	2818,61
13-14	05	271,02	57	3089,63
14-15	5.5	298,12	62.5	3387,75
15-16	06	325,22	68.5	3712,97
16-17	06	325,22	74.5	4038,20
17-18	5.5	298,12	80	4336,32
18-19	05	271,02	85	4607,34
19-20	4.5	243,92	89.5	4851,26
20-21	04	216,82	93.5	5068,07
21-22	03	162,61	96.5	5230,69
22-23	02	108,41	98.5	5339,09
23-24	1.5	81,31	100	5420,40
Total	100%	5420,40		

Tableau N°II.22: Variation des debits horaires de Zoui à l'horizon 2025

Heures	Consommation total $Q_{\max,j} = 6282,24 \text{ m}^3/\text{j}$		Courbe de la consommation cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1.5	94,23	1.5	94,23
1-2	1.5	94,23	3	188,47
2-3	1.5	94,23	4.5	282,70
3-4	1.5	94,23	6	376,93
4-5	2.5	157,06	8.5	533,99
5-6	3.5	219,88	12	753,87
6-7	4.5	282,70	16.5	1036,57
7-8	5.5	345,52	22	1382,09
8-9	6.25	392,64	28.25	1774,73
9-10	6.25	392,64	34.5	2167,37
10-11	6.25	392,64	40.75	2560,01
11-12	6.25	392,64	47	2952,65
12-13	05	314,11	52	3266,76
13-14	05	314,11	57	3580,88
14-15	5.5	345,52	62.5	3926,40
15-16	06	376,93	68.5	4303,33
16-17	06	376,93	74.5	4680,27
17-18	5.5	345,52	80	5025,79
18-19	05	314,11	85	5339,90
19-20	4.5	282,70	89.5	5622,60
20-21	04	251,29	93.5	5873,89
21-22	03	188,47	96.5	6062,36
22-23	02	125,64	98.5	6188,01
23-24	1.5	94,23	100	6282,24
Total	100%	6282,24		

Tableau N°II.23: Variation des debits horaires de Zoui à l'horizon 2035

Heures	Consommation total $Q_{\max,j} = 7163,28 \text{ m}^3/\text{j}$		Courbe de la consommation cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1.5	107,45	1.5	107,45
1-2	1.5	107,45	3	214,90
2-3	1.5	107,45	4.5	322,35
3-4	1.5	107,45	6	429,80
4-5	2.5	179,08	8.5	608,88
5-6	3.5	250,71	12	859,59
6-7	4.5	322,35	16.5	1181,94
7-8	5.5	393,98	22	1575,92
8-9	6.25	447,71	28.25	2023,63
9-10	6.25	447,71	34.5	2471,33
10-11	6.25	447,71	40.75	2919,04
11-12	6.25	447,71	47	3366,74
12-13	05	358,16	52	3724,91
13-14	05	358,16	57	4083,07
14-15	5.5	393,98	62.5	4477,05
15-16	06	429,80	68.5	4906,85
16-17	06	429,80	74.5	5336,64
17-18	5.5	393,98	80	5730,62
18-19	05	358,16	85	6088,79
19-20	4.5	322,35	89.5	6411,14
20-21	04	286,53	93.5	6697,67
21-22	03	214,90	96.5	6912,57
22-23	02	143,27	98.5	7055,83
23-24	1.5	107,45	100	7163,28
Total	100%	7163,28		

D'après les tableaux on trace le graphe de la consommation et la courbe intégrale Représentée dans les figures (II.2) et (II.3) respectivement.

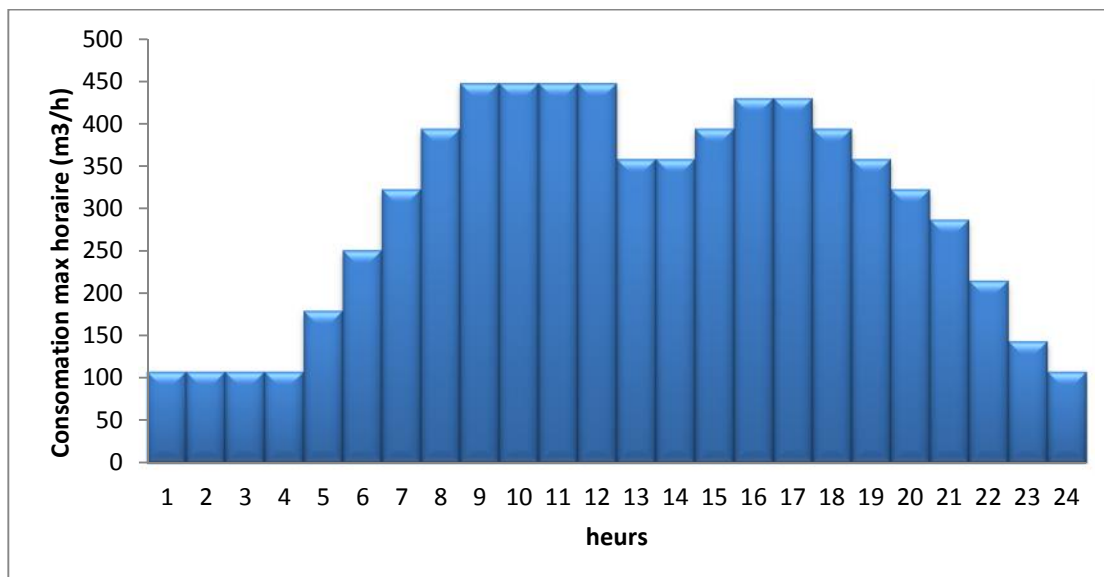


Figure N° II.2 : Diagramme de variation de la consommation total à l’horizon 2035

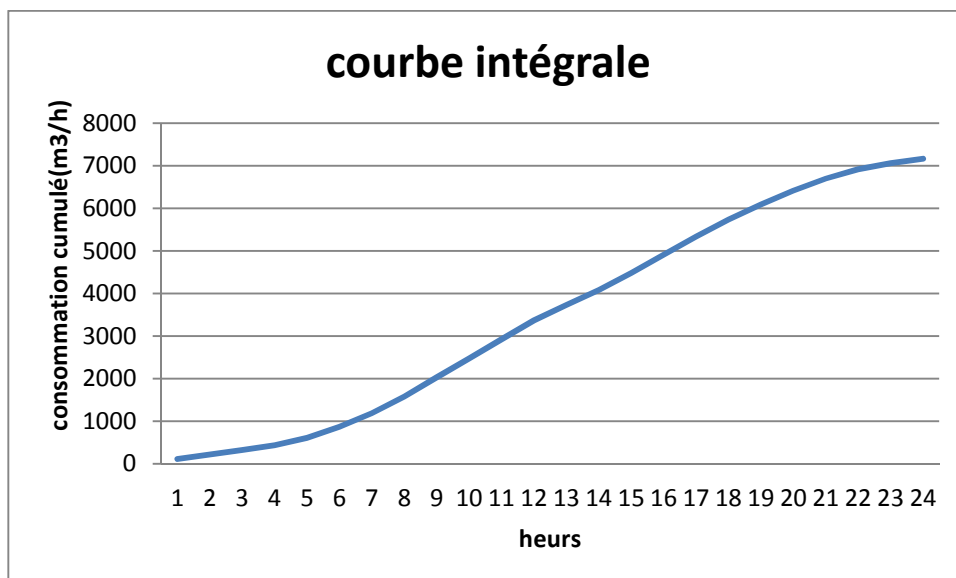


Figure N° II.3 : Courbe de la consommation cumulée à l’horizon 2035

II.4. Bilan ressources besoin de ZOUI pour différents horizons

Tableau N°II.24. Bilan ressources besoins de ZOUI pour différents horizons

Années	2014	2025	2035
Consommation maximal (m³/J)	5420,4	6282,24	7163,28
Débit des ressources (m³/J)	3574	3574	3574
Déficit (m³/J)	1846,4	2708,24	3589,28

Le bilan ressources besoin de ZOUI pour différents horizons représentée dans la Figure N° II.4.

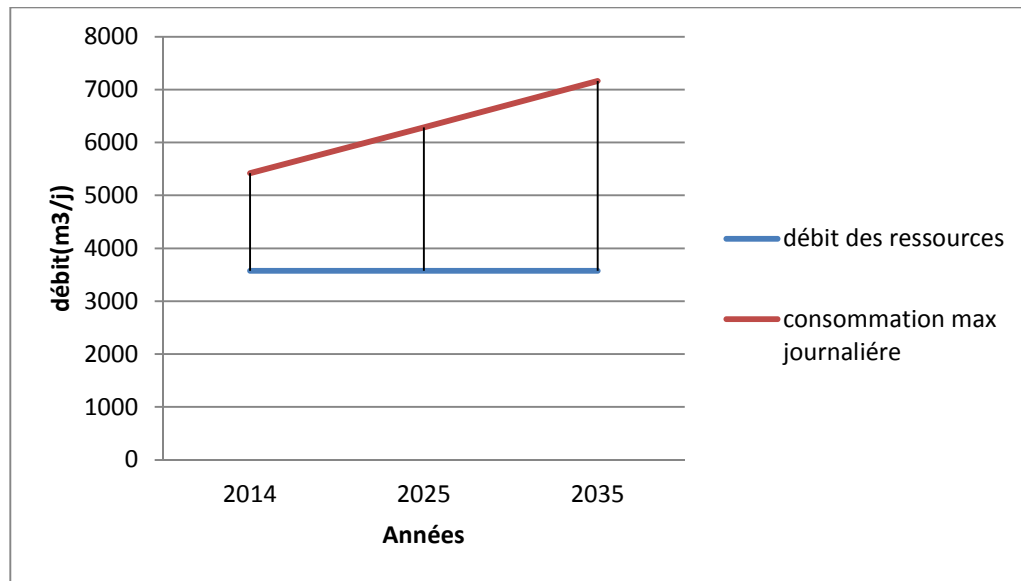


Figure N° II.4: bilan ressources besoins de Zouï pour différents horizons

Conclusion

L'estimation des besoins en eau potable a pour but de connaître si notre débit fourni par les forages existants et le transfert à partir de barrage satisfait les besoins calculés ou non, nous avons comparé entre les besoins et ce débit disponible, et voir est ce qu'il y a un excès ou un déficit d'eau. On peut constater que les ressources existantes ne peuvent pas satisfaire la totalité des besoins en eau potable de la ville, c'est pourquoi il faudra combler le déficit en eau par la mobilisation d'autres ressources, comme les eaux des forages D1 et SN3. Afin de transférer les eaux de ces forages vers les consommateurs il est indispensable de dimensionner les canalisations de l'adduction qui est l'objectif du chapitre suivant.

CHAPITRE III

ETUDE DE L'ADDITION

Introduction

Les adductions sont nécessaires pour assurer le transport de l'eau entre le point de captage (les forages dans notre cas) et le point d'accumulation (le réservoir). Dans la pratique ces points sont relativement éloignés l'un de l'autre, quelquefois ils peuvent se trouver à des distances considérables.

Les ouvrages d'adduction sont généralement de grandes dimensions. Les écoulements y sont le plus souvent s'opèrent en régime turbulent. Le but de ce chapitre est de dimensionner les conduites d'adduction et déterminés les caractéristiques des moyens de pompage des eaux des forages.

III.1 Quelques notions simples sur l'adduction**III.1.1 Types d'adduction [1]**

D'après leur fonctionnement, les adductions peuvent être classées en trois groupes :

- Adduction gravitaire.
- Adduction par refoulement.
- Adduction mixte.

III.1.1.1 Adduction gravitaire

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

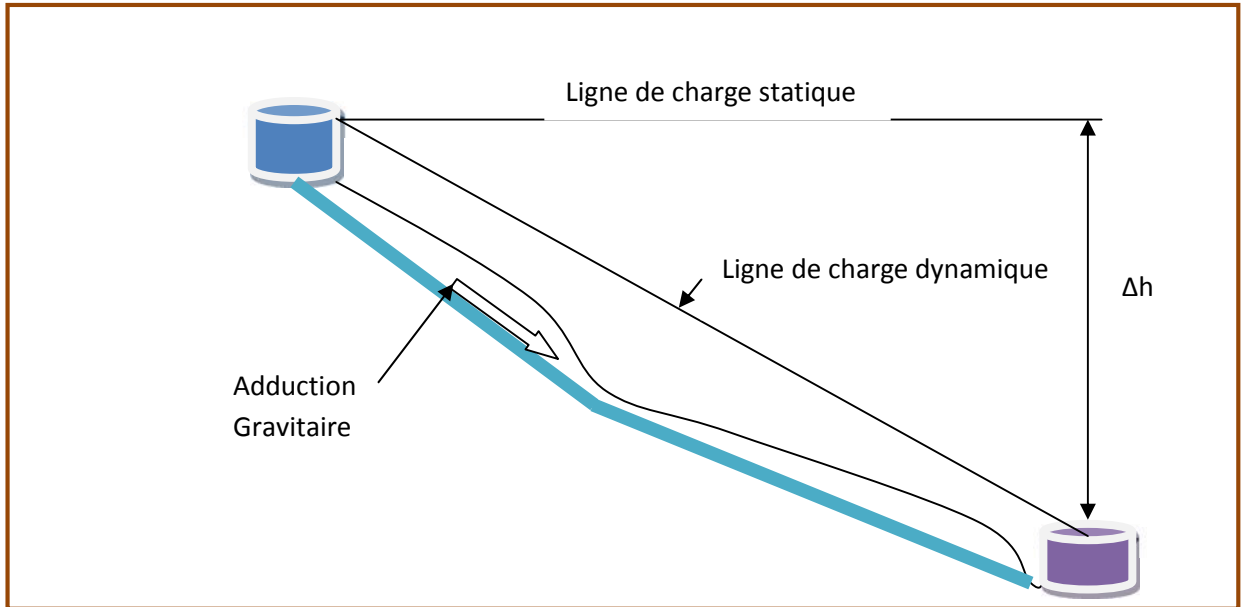


Figure. III.1 : Adduction gravitaire.

III.1.1.2. Adduction par refoulement :

C'est une adduction où l'écoulement se fait sous pression à l'aide des machines hydro-électriques (pompe). On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte inférieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

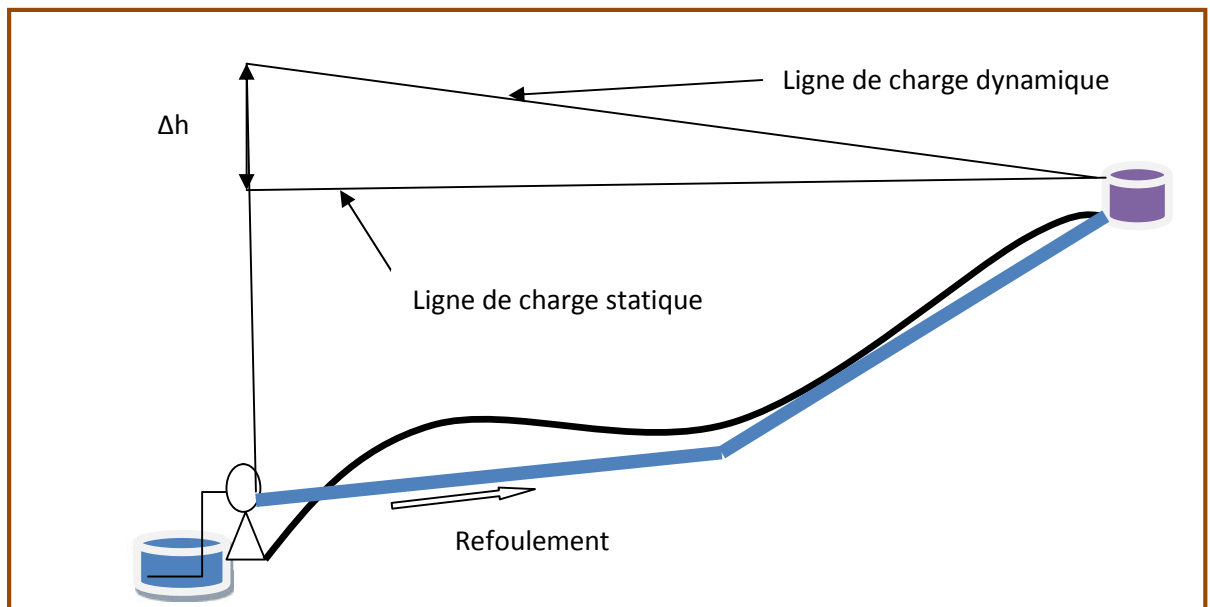


Figure. III.2 : Adduction par refoulement.

III.1.1.3. 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.

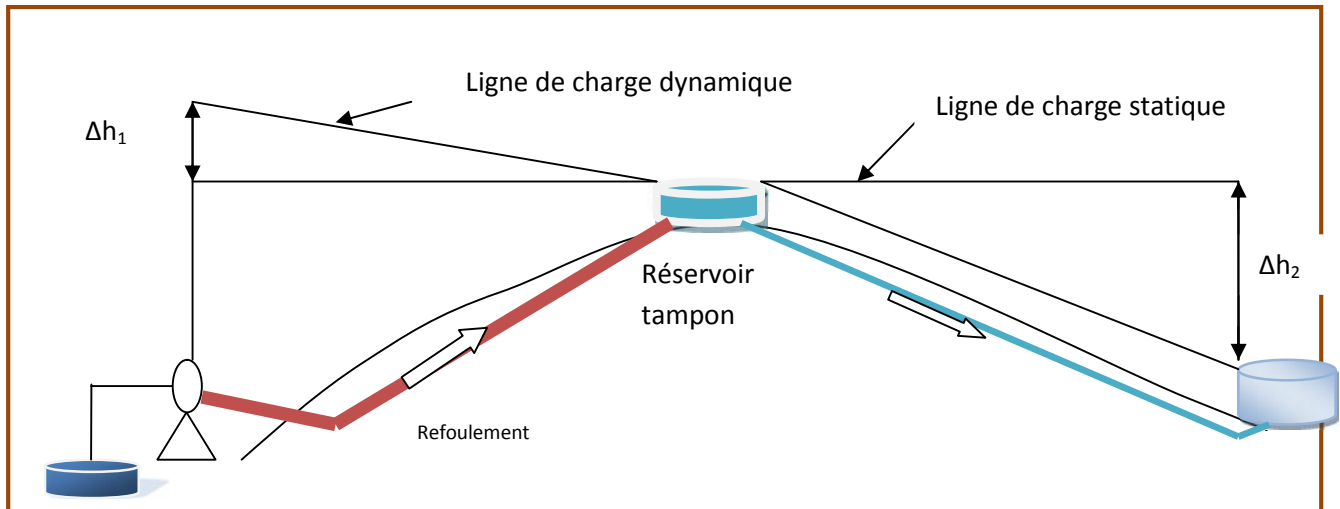


Figure. III.3 : Adduction mixte

III.1.2. Adduction et types d'écoulement [1]

On distingue deux types d'écoulement :

a) Ecoulement à surface libre :

L'écoulement à surface libre est un écoulement qu'on rencontre dans le cas des adductions gravitaires sans charge tels que les canaux à ciel ouvert et les aqueducs fermés. Ce type d'écoulement est conditionné par la pente.

b) Ecoulement en charge :

L'écoulement en charge est un écoulement qu'on rencontre dans le cas des adductions ou des réseaux gravitaires sous pression et des adductions par refoulement.

III.1.3) La ligne piézométrique

La ligne piézométrique permet de visualiser la pression exercée par l'eau en chaque point du tracé. Elle correspond au niveau qu'atteindrait l'eau dans un tuyau vertical connecté sur l'adduction.

III.1.4) L'air dans les tuyauteries

Au remplissage ou à la mise en service d'une adduction. Le phénomène est particulièrement sensible. Le profil d'une adduction présentant plusieurs points hauts et bas. Dans de nombreux cas de figure de véritables bouchons d'air se produisent dans les points hauts. D'où la nécessité de respecter les conditions suivantes :

- ✓ D'éviter les fonctionnements mixtes, à surface libre et sous pression,
- ✓ De localiser les points hauts,
- ✓ D'y installer un organe de dégazage : ventouse, brise charge,

III.1.5) Dépôts dans l'adduction

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

- ✓ Dimensionner correctement de l'adduction en respectant une vitesse de l'eau supérieure à 0,5 m/s.
- ✓ Equiper la conduite d'adduction par plusieurs vannes de vidange au niveau des points plus bas du profil.
- ✓ Régulièrement les vidanges seront ouvertes de manière à éliminer les dépôts solides.

III.1.6) Choix du tracé [2]

L'emplacement des réservoirs étant fixé, il est nécessaire de prévoir un tracé pour l'adduction, et ce tracé doit :

- Avoir un itinéraire aussi direct que possible.
- Respecter les impératifs du profil en long avec le moins possible de surprofondeurs.
- Eviter la multiplication des ouvrages coûteux ou fragiles (traversés de rivière, route, chemin de fer etc...).
- Eviter dans la mesure du possible la traversée des massifs boisés.
- Entraîner des dépenses aussi faibles que possible de construction en évitant les points hauts sur le refoulement (construction de cheminée d'équilibre)

- Le choix d'un tracé en bordure des routes et chemins présente un certain nombre d'avantages :
 - Travaux de terrassement et approvisionnement des tuyaux souvent moins onéreux.
 - Accès facile aux regards contenant des appareils de robinetterie.
- on essaye toujours d'éviter les fortes pentes qui donnent des cantonnements d'air, de plus, en période d'arrêt de pompe, il y peut avoir une cavitation entraînant une rupture de la veine liquide pouvant occasionner des éclatements de canalisation.
- Le tracé en plan sera conçu compte tenu de la possibilité de réaliser le profil en long idéal avec des coudes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes. A cet effet, on sera peut être amené à ne pas suivre l'accotement des routes, et par conséquent franchir certains terrains particuliers.
- Si notre tracé se trouve topographiquement accidenté où une suite de points hauts surgit, des cantonnements d'air pourront avoir lieu en ces points qui peuvent entraîner des cavitations, dans ces cas des dispositifs anti-béliers peuvent être installés.
- Certains terrains accidentés nous obligent à avoir un tracé où l'adduction sera mixte (refoulement-gravitaire). Dans ce cas nous devons toujours chercher à raccourcir le tronçon de refoulement s'il y a lieu.

III-1-7) Choix du type du matériau de la tuyauterie:

Le choix porté sur les différentes conduites se fait en fonction de :

- ♦ Diamètre.
- ♦ Pressions supportées.
- ♦ Les conditions d'installation.
- ♦ Le revêtement.
- ♦ La disponibilité.
- ♦ Du prix unitaire.

- ♦ Du type de sol.
- ♦ Ne pas omettre d'intégrer le coût de transport qui reste un paramètre Important.
- ♦ Les frais d'amortissement de la conduite varient dans le même sens que le diamètre de celle-ci, et dans les mêmes conditions du débit véhiculé.
- ♦ Les frais d'exploitation qui seront inversement proportionnels au diamètre de la conduite.

Le choix du matériau des conduites enterrées pour le transport du fluide dépend Aussi bien de leur faisabilité technique qu'économique.

Sur le plan technique :

- ♦ Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance des charges mobiles ;
- ♦ Adaptation aux terrains de pose ;
- ♦ Bonne étanchéité ;
- ♦ Facilité d'entretien et de mise en service ;

Parmi les matériaux utilisés, nous pouvons citer: L'acier- la fonte - le béton -le PVC (polychlorure de vinyle non plastifié) et le PEHD (polyéthylène à haute densité).

❖ Fonte :

La fonte est un matériau noble apte à prendre en charge les grandes pressions, il n'est pas sensible à la corrosion et sa pose se fait sans grande contrainte

Néanmoins elle nécessite beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite

❖ Acier :

L'acier est un matériau apte à prendre en charge la grande pression il est très sensible à la corrosion surtout qu'il s'agit de sol agressif, une protection cathodique est indispensable. Pour une conduite maitresse alimentant une ville, l'acier n'est pas recommandé pour éviter une perturbation de l'alimentation en cas de fuite.

❖ PEHD :

Le PEHD est un matériau apte à prendre en charge de grandes pressions, son collage se fait par chauffage. Ils nécessitent beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite.

❖ Amiante Ciment :

L'amiante ciment reste déconseillé pour l'alimentation en eaux potables. Il nécessite

Beaucoup de pièces spéciales dont la disponibilité reste aléatoire

Remarque

Dans notre projet, on opte pour des conduites en PEHD et en fonte ductile et on a choisi le matériau le plus économique dans chaque tronçon.

Avantage de fonte ductile

- Souple et plus résistante.
- supporte des pressions de service atteignant 25 bars.
- une épaisseur de conduite voisine du 1/20ème du rayon.
- des longueurs jusqu'à 7m à partir du diamètre de 800mm.
- différents types de joints sont utiliser pour assembler ces conduites.

Avantage de PEHD

- Absence de toxicité.
- Durée de vie importante.
- Ne retint pas le tartre.
- Rugosité très faible.
- Résistance au coup de bélier.
- Son épaisseur ne modifiée pas par aucune corrosion provenant du milieu Environnant.
- les types polyéthylène résistant très bien à l'abrasion.
- La disponibilité dans le marcher.

III.2. Proposition des variantes

L'acheminement de l'eau pour n'importe quel en eau potable doit avoir une adduction, soit par pompage, soit gravitaire soit mixte .plusieurs variante de transfert des eaux des forages vers la ville de ZOUI peuvent se projeter.

Les variantes qui sont proposé répondent au même objectifs à savoir transférer un volume d'eau potable vers la ville de ZOUI et sa répartition de manière a prendre en charge le développement future de l'agglomération .il s'agit de trouver celle qui répondra aux normes hydraulique cités et ne présente pas des contraintes pendant la réalisation et enfin celle qui est plus économique.

III.2.1 / La première variante

Il s'agit de refouler les eaux de chaque un des deux forages D1etSN3 vers un point d'unification (A) situé à une cote de terrain de 1368 m avec une pression de service de l'ordre de 1bar et à partir de ce point l'eau déverser gravitairement vers le réservoir de distribution R1000 de centre de Ouled Rechache . (figure III.4)

III.2.2 / La deuxième variante

Il s'agit de refouler les eaux de chaque un des deux forages D1etSN3 vers un réservoir tampon qui sera projeté à une cote de terrain de 1368 m et à partir de réservoir tampon l'eau déverser gravitaire vers le réservoir de distribution R1000 de centre de Ouled Rechache qui planté a une cote de terrain de 1209 m(figure III.5) .

III.2.3/ La troisième variante

Il s'agit de refouler les eaux de chaque un des deux forages D1etSN3 vers un point d'unification (B) a une cote de terrain de 1320 m et puis dans une conduite commune les eaux refouler vers le réservoir tampon et à partir de réservoir tampon l'eau déverser gravitaire vers le réservoir de distribution R1000.(figure III.5) tel que :

Longueur entre le forage D1 et le point B : 5490 m.

Longueur entre le forage SN3 et le point B : 460 m.

Longueur entre le forage B et le réservoir tampon : 885 m.

Longueur du tronçon gravitaire : 8039m

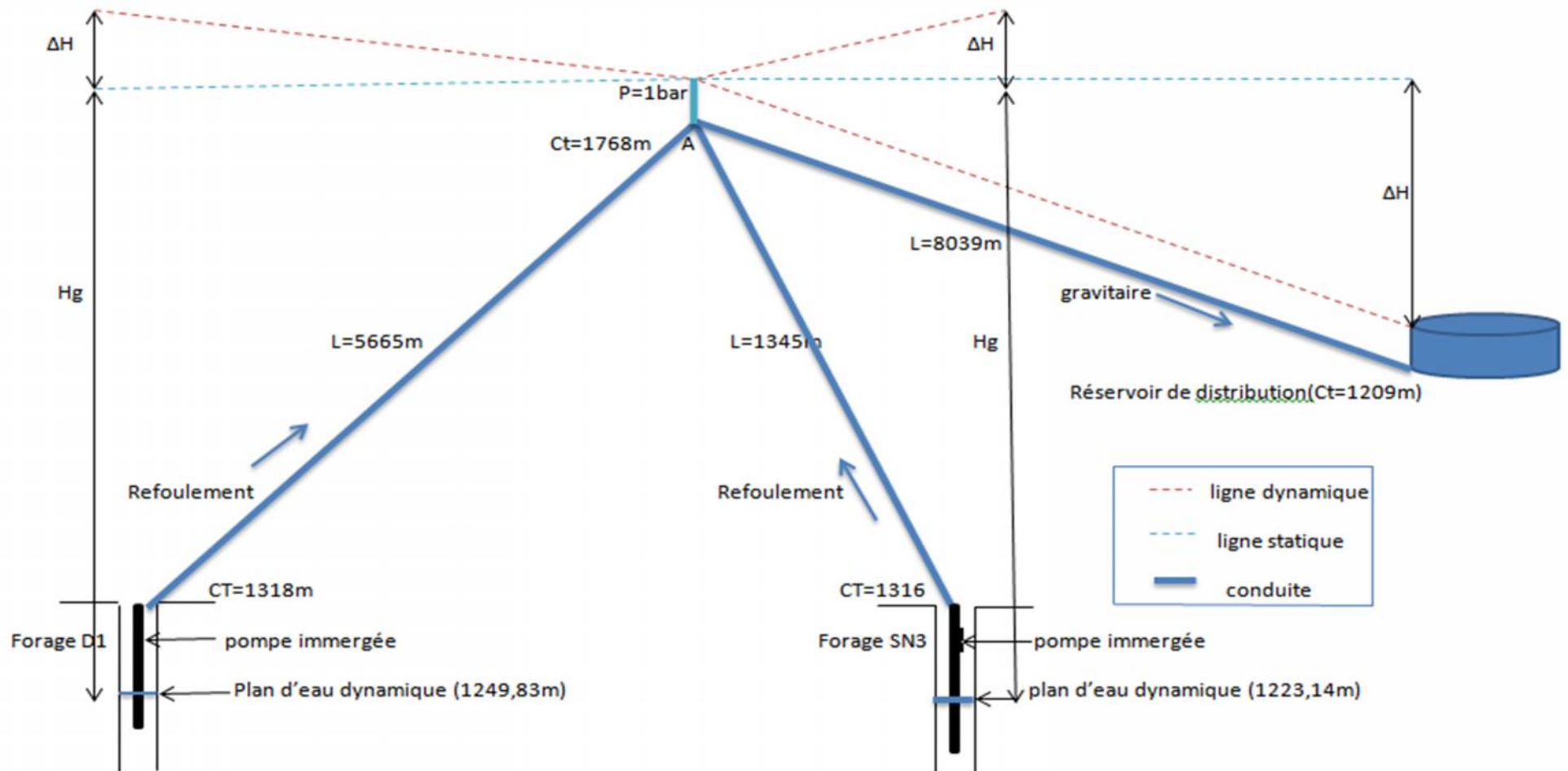


Figure III.4: Schéma de la première variante

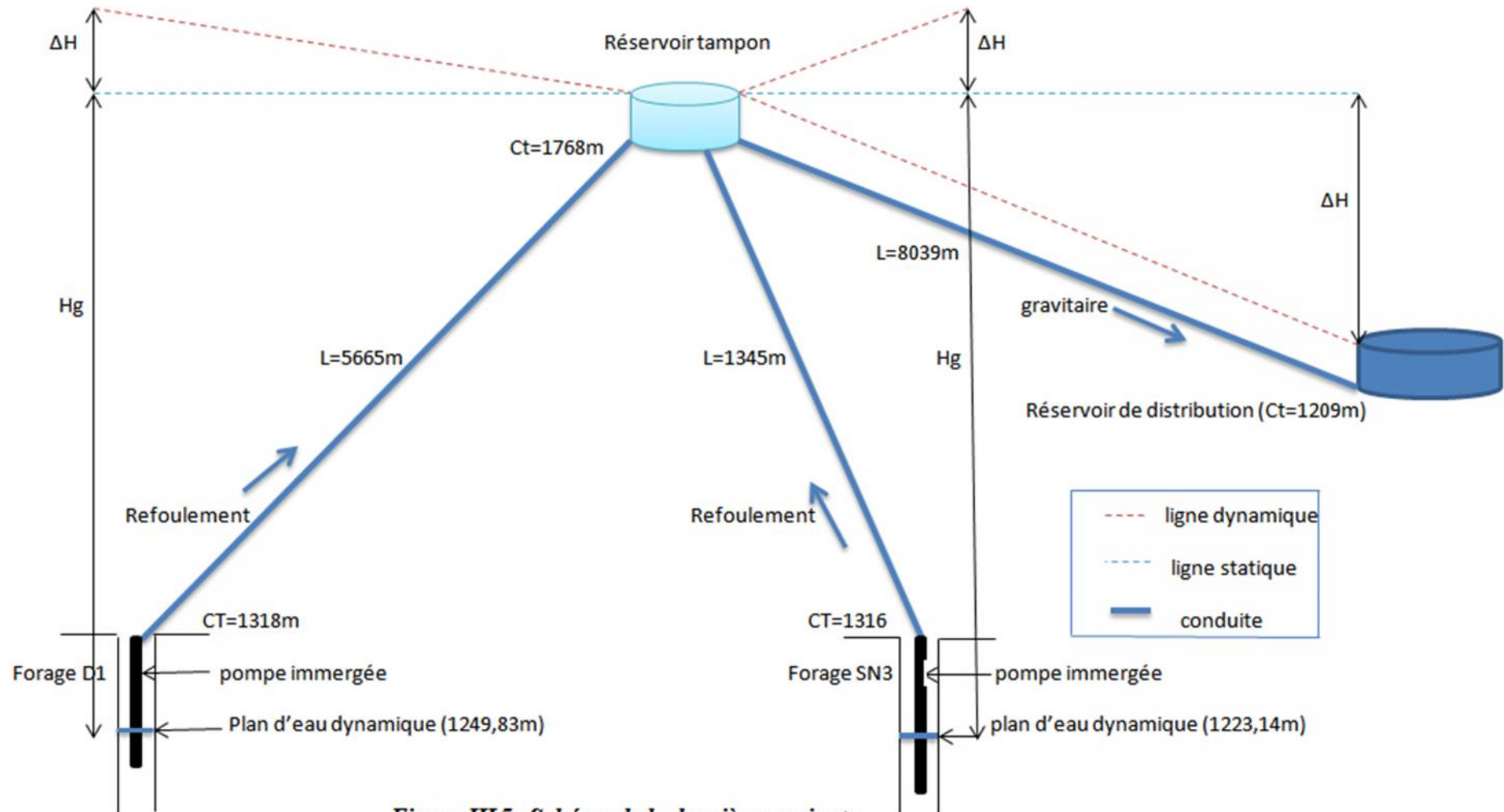


Figure III.5: Schéma de la deuxième variante

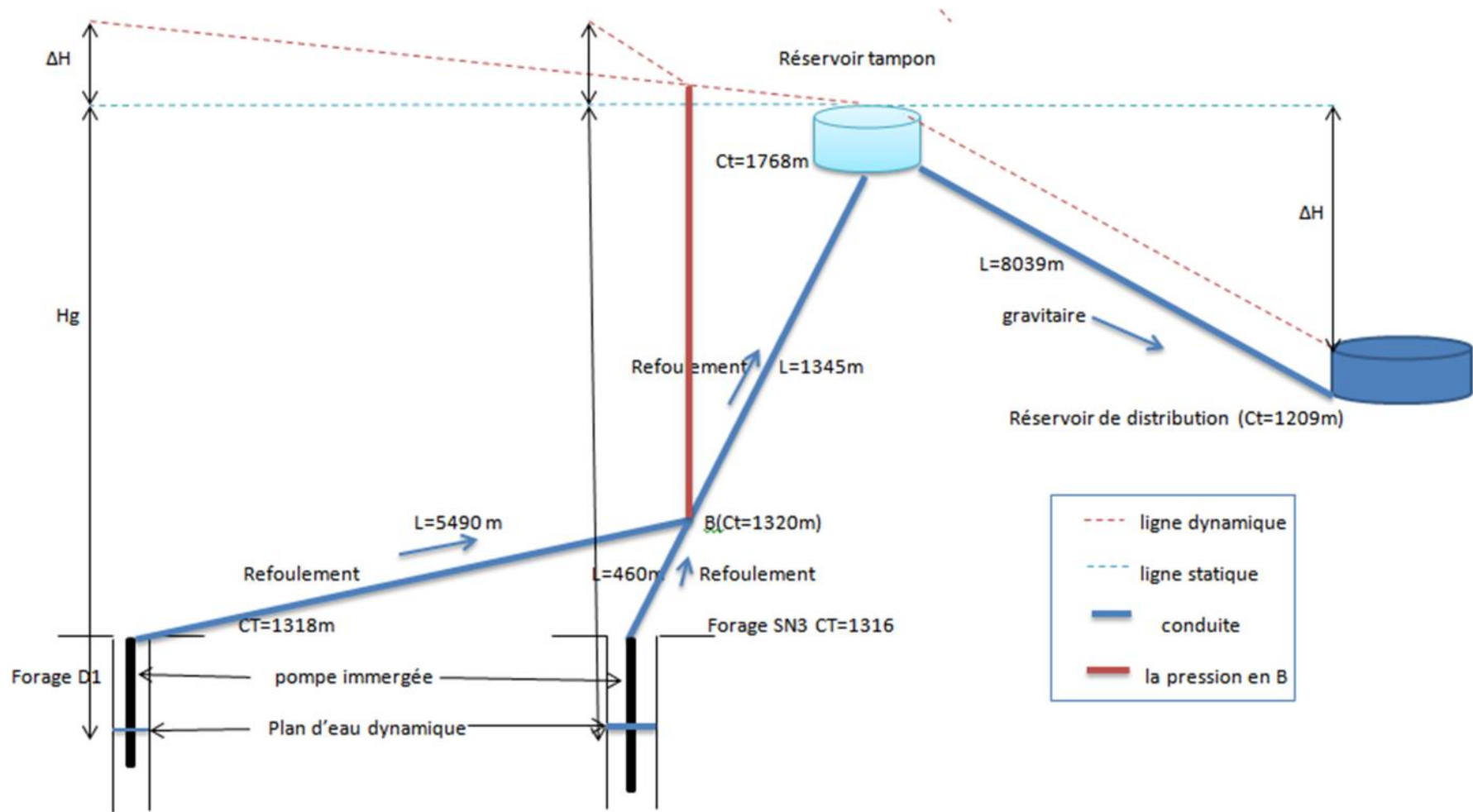


Figure III.6: Schéma de la troisième variante

II.2.4 Choix de la variante adéquate

La première variante est plus économique de point de vu construction (absence de réservoir tampon) mais au contraire de point de vu exploitation et aussi plus difficile à gérer (figure III. 6).

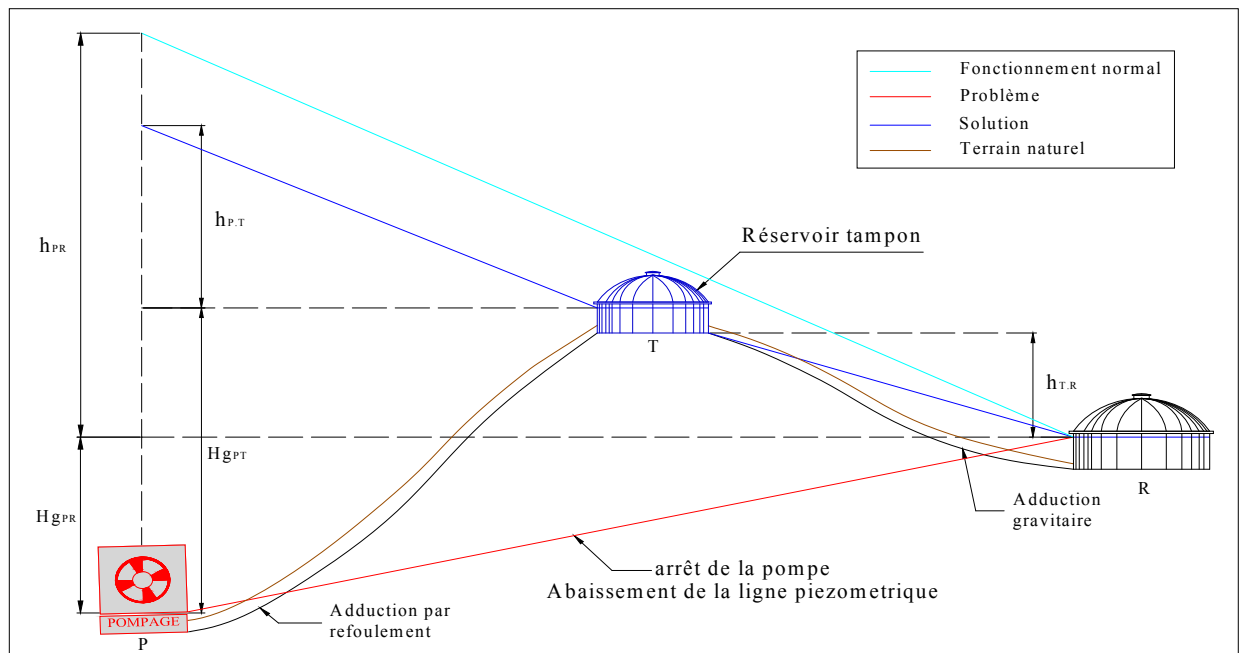


Figure. III.7 : Problème d'écèlement.

Interprétation de la figure

Lorsque en supprime le réservoir tampon on peut avoir ce qui suit :

- L'écoulement en refoulement ne peut pas avoir lieu vers le réservoir d'accumulation à cause du point haut (accumulation d'air).
- En cas d'arrêt de la pompe la ligne dynamique eu refoulement baisse et écrête le point haute sur plusieurs mètre (pression négatif)
- Risque de l'implosion de la conduite sur toute la partie écrêté.
- Augmentation de la hauteur manométrique.

Pour la troisième variante : plus économique de point de vu exploitation, Mais pour le tronçon (forage D1– point B) on a un terrain très accidenté ou il y'a des contre pentes qui donnent des cantonnement d'air ,de plus en période d'arrêt de la pompe il y'a risque de cavitation entrainant une rupture de la veine liquide pouvant occasionner des éclatement de canalisation.

Alors on choisit la deuxième variante.

III.2.5. Variantes de l'emplacement de réservoir tampon

III.2.5.1 Première variante (Ct=1368m)

Il s'agit de planté le réservoir tampon a une cote de terrain de 1368m avec les longueurs des tronçons de l'adduction comme suit

Tronçon de refoulement forage D1_ réservoir tampon : 5665m

Tronçon de refoulement forage SN3_réservoir tampon : 1345m

Tronçon gravitaire réservoir tampon_réservoir de distribution : 8039m

III.2.5.2 Deuxième variante (Ct=1365m) :

Il s'agit de planté le réservoir tampon a une cote de terrain de 1365m avec les longueurs des tronçons de l'adduction comme suit

Tronçon de refoulement forage D1-- réservoir tampon : 5647m

Tronçon de refoulement forage SN3--réservoir--tampon : 1327m

Tronçon gravitaire réservoir tampon--réservoir de distribution 8048m.

III.3. Etude technico-économique de l'adduction[2]

L'étude du dimensionnement consiste à déterminer le diamètre optimal en se basant sur les frais d'exploitation et les frais d'amortissement de la conduite. Cette étude permettra de fixer la variante adéquate pour le projet.

III.3.1. Cas de refoulement :

Le choix de la gamme des diamètres sur laquelle portera notre étude sera donnée par les relations :

La formule de Bonnin : $D_{ec} = \sqrt{Q}$ (III.1)

La formule de Bresse (pompage continu) : $D_{ec} = 1,5 * \sqrt{Q}$ (III.2)

Remarque:

La formule de Bress n'est valable que pour les petits projets (longueur de conduite ≤ 1 Km.

La formule de Bresse : $D_{ec} = (1 + 0.02n) * \sqrt{Q}$ (III.3)

La formule de Vuibert : $D_{ec} = 1.547(e/f)^{0.154} * Q^{0.46}$ (pompage continu)....(III.4)

$D_{ec} = 1.35(e/f)^{0.154} * Q^{0.46}$ (pompage 10h/24h).....(III.5)

D_{ec} : diamètre économique de la conduite (m) ;

Q : débit véhiculé par la conduite (m^3/s).

n: nombre d'heures de pompage.

e: prix de kwh.

f: prix de kg de fonte.

III.3.1.1. Méthode basant sur le cout de l'énergie et le coût de construction

La formule qui prend en compte le facteur de consommation est : [2]

$$D_{econ} = CJ \times E^{1/(\alpha+m)} \times Q^{(\beta+1)/(\alpha+m)} \dots\dots\dots (III.6)$$

Avec: $CJ=Q_i/Q_t$

Démonstration de la formule (III.6) :

- $C_t = C_{const} + C_{expl} \dots\dots\dots(1)$

Avec : C_i : coût total

C_{const} : Coût de construction

C_{expl} : Coût d'exploitation

- $N = (10^3 \times g \times Q) / (H_g + \Delta H) \dots\dots\dots(2)$

Avec :

N : puissance de la station de pompage

H_g : la hauteur géométrique entre le niveau dynamique est le niveau de trop plein du réservoir

H : la perte de charge

g : Accélération de la pesanteur ($9,31 \text{ m/s}^2$)

Q : le débit véhiculé par la conduite

Donc les dépenses d'énergie électrique seront :

- $E_t = N \times T_{st} \dots\dots\dots (2')$

Avec : E_t : dépense d'énergie

T_{st} : temps de fonctionnement de la station de pompage (1 an)

Les dépenses totales sont :

- $C_t = C_{const} + t \times C_{expl} \dots\dots\dots(3)$

t : délai d'amortissement des capitaux investis (4 à 8 ans pour le service A.E.P)

Considérons les dépenses d'exploitation qui sont déterminées par la relation suivante :

- $C_{expl} = R \cdot C_{const} + C_{energie} \dots \dots \dots (4)$
 R : décompte d'amortissement et le coût des travaux de réparation en % du coût de la construction de la canalisation.

Tableau III.1 : La valeur de R en fonction du matériau [2]

Matériau	Acier	Fonte	Amiante ciment
R%	2.4	2.4	5.5

- Coût d'énergie : représente les dépenses réduites pour la construction et l'exploitation par année
 Nous pouvons donc écrire $W = C_t / t = (1/t) + (R/100)C_{const} + C_{energie} \dots \dots \dots (5)$

Evaluation de C_{const} :

Le coût de la construction de la conduite est déterminé à l'aide de l'expression suivante

- $C_{const} = a + b \times D^\alpha \dots \dots \dots (6)$
 Avec a, b , grandeurs dépendant du type de tuyau, de la profondeur de pose et des type de sol.

α : coefficient tenant compte du lien : investissement-diamètre.

On peut écrire :

$$C_{const} - a = b \times D^\alpha$$

Ou bien $\log(C_{const} - a) = \log b + \alpha \log D$

Les valeurs de a, b, α , en fonction du type de matériau sont présent dans le tableau suivant :

Tableau III.2 : Valeurs de a, b, α , en fonction du matériau [2]

Tuyau	α	b	a
Acier	1.4	53	6.9
Fonte	1.6	107	8.4
A. Ciment	1.95	78	11
Plastique	1.95	157	9

Evaluation du cout de l'énergie électrique :

- $C_{\text{énergie}} = N \times T \times \sigma \times \dots \dots \dots (6')$

Avec N : puissance de la station de pompage (Kwh)

T : temps de fonctionnement de la station de pompage

σ : Prix de KWh

η : Coefficient dépendant de r irrégularité de la consommation et le régime de travail de la station de pompage

Le coefficient η est donné par la relation suivante :

$$\eta = 1 / (K_0 \times K_j \times K_h) \dots \dots \dots (6'')$$

Avec :

K_0 : Coefficient d'augmentation annuelle de la consommation d'eau $K_0 = 1.03$ à 1.04

K_j : Coefficient de variation journalière de la consommation : 1.1 à 1.3

K_h : Coefficient de variation horaire de la consommation qui dépend de la courbe de consommation.

Si nous tenons en compte du régime d'écoulement et du matériau de la conduite, la relation de perte de charge sera donnée par la formule de Darcy Weisbach

$$\Delta H_t = \frac{K' * L * Q^\beta}{D^m} \dots \dots \dots (6''')$$

Avec β : exposant tenant compte du régime d'écoulement

m : exposant tenant compte du type de matériau

En injectant la formule (6''') dans la relation (2) nous obtiendrons :

- $N = (10^3 \times g \times Q \times \frac{K' * L * Q^\beta}{D^m}) / 102 \eta \dots \dots \dots (7)$

Tenant compte de la formule (5), (6), (6') et (7) nous obtiendrons :

- $$W = 0,01 \left(\left(\frac{1}{t} + R \right) (a + bD^\alpha) \right) + 86. 10^3. \frac{K' \cdot Q^{\beta+1}}{\eta D^m} \dots \dots \dots (8)$$

En conséquence le diamètre économique est obtenu en dérivant (dw /dD)=0

Ce qui donne :

$$D_{éc} = \left(\frac{86.10^3 \cdot K' \cdot m \cdot \sigma}{\alpha \cdot \beta \cdot \eta \cdot (1/t+R)} \right)^{1/\alpha+m} \times Q^{(\beta+1)/(\alpha+m)}$$

Les valeurs de K', m, β sont données dans le tableau III.4

Cette relation est de la forme :

$$D_{écon} = C_j \times E^{\frac{1}{\alpha+m}} \times Q^{\frac{\beta+1}{\alpha+m}}$$

E : facteur économique incluant les caractéristiques économiques y compris quelques exposants hydrauliques.

$$E = 10 \cdot M \dots$$

M : facteur tenant compte du matériau de la canalisation

Tableau III.3: Valeur de M en fonction du matériau

Tuyau	M
Acier	0.92
Fonte	0.43
Amiante ciment	0.24
Plastique	0.13

Mais cela dit cette formule donne des diamètres calculés, qui ne sont pas normalisés. La question qui se pose pour quel diamètre normalisé doit-on opter ? Pour cela, on considère une autre méthode.

III.3.1.2. Autre méthode de détermination du diamètre économique

Cette méthode a pour avantage de remédier aux problèmes des autres formules qui donnent des diamètres économiques calculés, Pour cela dans cette méthode on considère plusieurs diamètres (généralement une gamme de diamètres normalisés au voisinage du diamètre économique calculé), et on calcule d'une part les dépenses

d'amortissement de la conduite et d'autre part, les frais d'exploitations et on pourra tracer donc une courbe d'optimisation.

III.3.1.2.1/Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sont en fonction de la durée d'amortissement de la conduite et du taux d'annuité. Il est déterminé par la relation suivante :

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \dots\dots\dots (III.7)$$

A : Frais d'amortissement (DA) ;

i : Taux d'annuité ; i = 8 % ;

n : Durée de l'amortissement de la conduite, n = 30 ans.

Et on dresse un tableau des frais d'amortissement en fonction de chaque diamètre (D₁, D₂,..... D_n).

III.3.1.2.2-Frais d'exploitation

Il faut d'abord déterminer les pertes de charge (ΔH) engendrées dans les canalisations D₁, D₂,..... D_n. Connaissant la hauteur géométrique (H_g), on peut déterminés les hauteurs manométriques totales (H_{mt}) correspondant à chaque canalisation D₁, D₂,..... D_n.

Les pertes de charges sur l'aspiration sont en général négligées. Etant donné que le débit de refoulement Q est le même, on peut dresser des tableaux donnant les hauteurs manométriques, et les prix de l'énergie engendrés par les diamètres D₁, D₂,..... D_n, et par conséquent on pourra dresser le bilan total et on aura ainsi une courbe d'optimisation et évidemment le choix se portera sur le diamètre dont le prix total est le moins élevé.

III.3.1.2.3 Caractéristiques de l'adduction

* *Hauteur manométrique totale*

La hauteur manométrique totale sera calculée de la manière suivante :

$$H_{mt} = H_g + \sum \Delta h \dots\dots\dots (III.8)$$

H_g : Différence de niveau entre le plan d'aspiration et le plan de refoulement (m) ;

∑Δh : Somme des pertes de charge linéaires et singulières (m).

Calcul des pertes de charge

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à 10 % des pertes de charge linéaires.

$$\sum \Delta h = 1,1 * \Delta h_p^{lin}$$

Δh_p^{lin} : Pertes de charge linéaires (m).

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{\pi^2 * g * D^5} \quad \text{(Formule de Darcy-Weisbakh)(III.9)}$$

g : Accélération de la pesanteur (m/s²) .

Q : Débit à refouler (m³/s) .

L : longueur géométrique de la conduite (m) .

λ : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement.

Avec : $\lambda = (1,14 - 0,86 Ln \frac{\epsilon}{D})^{-2}$ (Formule de Nikuradzé)(III.10)

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * \log\left(\frac{\epsilon}{3,7 * D} + \frac{2,51}{R_e * \sqrt{\lambda}}\right) \quad \text{(Formule Colebrook).....(III.11)}$$

ϵ : Rugosité absolue de la conduite ;

R_e : Nombre de Reynolds ;

$$R_e = \frac{V * D}{\nu} \quad \text{..... (III.12)}$$

V : vitesse d'écoulement dans la conduite (m/s) ;

D : diamètre de la conduite (m) ;

ν : viscosité cinématique de l'eau (m²/s).

Remarque :

Dans les calculs le coefficient λ est estimé par la formule (III.10)

* *Puissance de pompage*

$$P = \frac{\rho * g * Hmt * Q}{\eta} \quad \text{..... (III.13)}$$

P : puissance absorbée par la pompe (watt)

g : Accélération de la pesanteur (m/s²) ;

Hmt : Hauteur manométrique totale (m) ;

Q : Débit à refouler (m^3/s) ;

η : rendement de la station de pompage (85 %).

ρ : Masse volumique de l'eau.

** Energie consommée par le pompage*

L'énergie consommée par la station de pompage le long d'une année est le produit de la puissance de pompage et d'heures de pompage par année.

$$E = P * t * 365 \dots\dots\dots(III.14)$$

E : énergie consommée pendant *une année (KWh)* ;

P : puissance de pompage (Kw).

t : temps de pompage par jour (h).

** Dépense annuelle de l'énergie*

Les dépenses annuelles de l'énergie sont le produit du prix unitaire du KWh et de l'énergie consommée par année.

$$K = \delta * E \dots\dots\dots (III.15)$$

K : Dépenses annuelles d'énergie (DA) ;

E : Energie consommée par année (Kw) ;

δ : Prix du Kwh,

D'après la SONALGAZ, le prix moyen du KWh est de 5 DA.

** Amortissement annuel*

Les frais d'amortissement sont en fonction de la durée d'amortissement de la conduite et du taux d'annuité. Il est déterminé par la relation suivante :

$$F_{am} = P_{rc} * A \text{ [DA]} \dots\dots\dots (III.16)$$

F_{am} : Frais d'amortissement (DA) ;

P_{rc} : Prix de la conduite (DA)

A : Amortissement annuel

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \dots\dots\dots (III.17)$$

i : Taux d'annuité ; $i = 8 \%$ en Algérie.

n : Durée de l'amortissement de la conduite, $n = 30$ ans.

$$A.N : A = \frac{0,08}{(1+0,08)^{30} - 1} + 0,08 \Rightarrow A = 0,089$$

III.3.2. Cas gravitaire :

Dans ce cas, nous parlons du diamètre le plus avantageux et la vitesse la plus avantageuse, car nous deviens avoir un gain sur l'énergie potentielle. La détermination du diamètre avantageux tient compte du régime d'écoulement et du type du matériau.

Calcul des pertes de charge

La formule la plus utilisée pour le calcul de la perte de charge pour un écoulement dans une conduite est celle de Darcy-Weisbakh :

$$\Delta H_t = \frac{8 * \lambda * L_e * Q^2}{\pi^2 * g * D^5} \dots\dots\dots \text{(III.18)}$$

Si en tient compte du régime d'écoulement elle peut s'écrire :

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_{eq} * Q^\beta}{D^m} \dots\dots\dots \text{(III.19)}$$

- ΔH_t : Perte de charge totale (m);
- K' : Coefficient de perte de charge;
- L_{eq} : Longueur équivalente de la conduite (m) ;
- L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

Dans notre cas, les pertes de charge singulières sont estimées à 10% des pertes de charge linéaires.

$$L_{eq} = 1.10 * L_g$$

Alors
$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_t}} \dots\dots\dots \text{(III.20)}$$

- Q : Débit véhiculé par la conduite (m³/s) ;
- D_{av} : Diamètre avantageux calculé de la conduite (m) ;
- β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;
- m : Exposant tenant compte du type du matériau.

Selon le type de matériau les coefficients K' , m et β sont donnés dans le tableau III -1

Tableau III. 4: Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau

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

III. 4. Dimensionnement de l'adduction

III. 4.1/Etude de la première variante (cote de réservoir tampon 1368m)

III. 4.1.1.Utilisation des conduites en PEHD

III.4.1.1 .1. Etude de l'adduction de refoulement

1) le Tronçon forageD1-Réservoir tampon

$$Q=321/s$$

$$D_{\text{Bonin}}=0.179m$$

$$L= 5665 \text{ m}$$

$$H_g = C_{Tp} - (C_{TD1} - C_{ND} - 1)$$

C_{Tp} : Côte du trop-plein réservoir tampon

C_{TD1} : cote terrain du forage D1.

C_{ND} : niveau dynamique de forge .

$$H_g = 1370 - (1318 - 68.17 - 1) = 121.17 \text{ m}$$

➤ Calcul des frais d'exploitations

Les frais d'exploitation sont calculés sur la base de l'énergie électrique consommée lors du pompage et ce pour la gamme de diamètres obtenue. Il est entendu que la hauteur manométrique totale varie selon le diamètre. Moyennant les formules précédentes, on calcule les hauteurs manométriques totales correspondant aux différents diamètres.

Les résultats trouvés lors des calculs du diamètre économique de ce tronçon sont regroupés dans les tableaux

Tableau III.5: Calcul de la hauteur manométrique totale de tronçon D1-RT.(variante N°1.PEHD)

D _{EX} (mm)	D _{INT} (mm)	L _g (m)	Q (l/s)	V (m/s)	Re	λ	ΔH_l (m)	ΔH_t (m)	J (m/m)	Hg (m)	Hmt (m)
125	102,2	5665	32	3,90	398868	0,0107	459,66	505,63	0,089	121,17	626,80
160	130,8	5665	32	2,38	311653	0,0102	128,18	141,00	0,025	121,17	262,17
200	163,6	5665	32	1,52	249170	0,0098	40,29	44,32	0,008	121,17	165,49
250	204,6	5665	32	0,97	199239	0,0095	12,68	13,95	0,002	121,17	135,12
315	257,8	5665	32	0,61	158123	0,0091	3,84	4,23	0,001	121,17	125,40
400	327,4	5665	32	0,38	124509	0,0088	1,12	1,23	0,000	121,17	122,40
500	409,2	5665	32	0,24	99619	0,0085	0,35	0,39	0,000	121,17	121,56
630	515,6	5665	32	0,15	79061	0,0082	0,11	0,12	0,000	121,17	121,29

Tableau III.6: Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre. (Tronçon forage D1- RT) .(variante N°1.PEHD)

Diamètre (mm)	Q (m ³ /s)	Hmt (m)	Puissance (KW)	E KWh annuels	Prix du Kwh (DA)	Frais d'exploitation (DA)
125	0,032	626,80	245,957	1795484	4,69	8420820,1
160	0,032	262,17	102,874	750979,6	4,69	3522094,3
200	0,032	165,49	64,938	474045,85	4,69	2223275
250	0,032	135,12	53,021	387052,65	4,69	1815276,9
315	0,032	125,40	49,206	359202,08	4,69	1684657,8
400	0,032	122,40	48,030	350619,36	4,69	1644404,8
500	0,032	121,56	47,700	348209,38	4,69	1633102
630	0,032	121,29	47,594	347432,61	4,69	1629458,9

➤ **Calcul des frais d'amortissement**

Tableau III.7: Variation des frais d'amortissement en fonction du diamètre (Tronçon forage D1-RT) .(variante N°1.PEHD)

D (mm)	PrixML(DA)	L (m)	Prix (DA)	ANNUITE	Frais d'mort (DA)
125	1093,0842	5665	6192322	0,089	551116,66
160	1786,5081	5665	10120568	0,089	900730,59
200	2805,4845	5665	15893070	0,089	1414483,2

D (mm)	PrixML(DA)	L (m)	Prix (DA)	ANNUITE	Frais d'amort (DA)
250	4340,5596	5665	24589270	0,089	2188445
315	6881,3667	5665	38982942	0,089	3469481,9
400	9422,3178	5665	53377430	0,089	4750591,3
500	12363,214	5665	70037607,31	0,089	6233347,1
630	14463,241	5665	81934260,27	0,089	7292149,2

➤ **Bilan des coûts (Exploitation - Amortissement)**

Tableau III.8 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation (forage D1-RT)
.(variante N°1.PEHD)

D (mm)	Amortissement(DA)	Exploitation(DA)	TOTAL (DA)
125	551116,66	8420820,1	8971936,7
160	900730,59	3522094,3	4422824,9
200	1414483,2	2223275	3637758,2
250	2188445	1815276,9	4003721,9
315	3469481,9	1684657,8	5154139,6
400	4750591,3	1644404,8	6394996,1
500	6233347,1	1633102	7866449,1
630	7292149,2	1629458,9	8921608,1

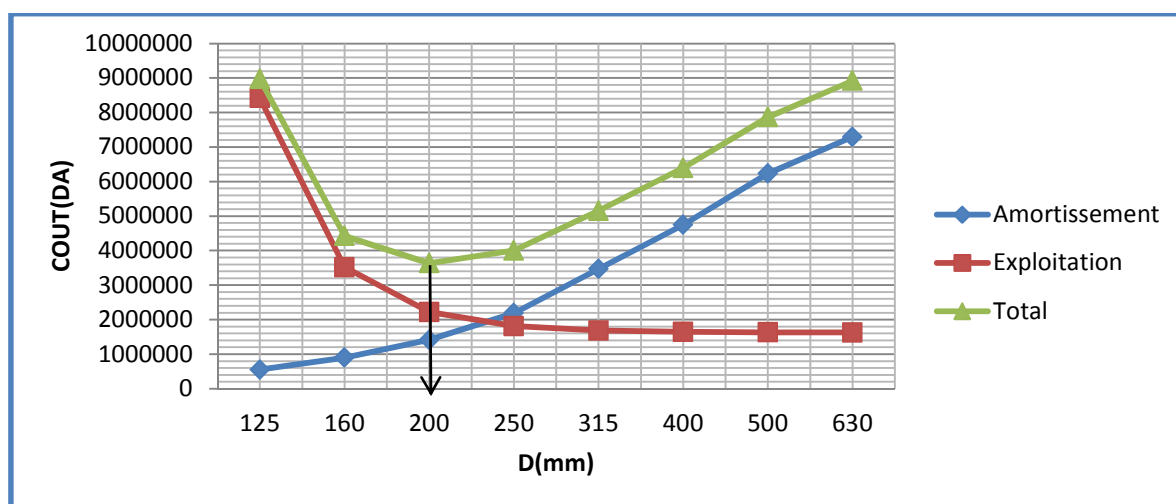


Figure III.8 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation (forage D1-RT)
(Variante N°1 en PEHD)

Interprétation de la figure III.8

Dans la figure on a illustré le coût total entre l'investissement et l'exploitation en fonction des différents diamètres possibles et d'après la courbe d'optimisation le diamètre économique est le diamètre 200 mm. La vitesse est de 1.52 m/s

2) le Tronçon forage SN3-RT

$L = 1345 \text{ m}$

$H_g = 1370 - (1316 - 92.86 - 1) = 147.86 \text{ m}$

➤ Calcul des frais d'exploitations

- $D_{ecBonnin} = 0,134 \text{ m}$

Tableau III.9: Calcul de la hauteur manométrique totale tronçon forage SN3-RT. (variante N°1.PEHD)

D_{EX}	D_{INT}	L	Q	V	Re	λ	ΔH_l	ΔH_t	J	H_g	Hmt
(mm)	(mm)	(m)	(l/s)	m/s			(m)	(m)	m/m	(m)	(m)
110	90	1345	18	2,83	254777,07	0,0109	66,699	73,369	0,055	147,86	221,229
125	102,2	1345	18	2,20	224363,37	0,0107	34,531	37,984	0,028	147,86	185,844
160	130,8	1345	18	1,34	175305,32	0,0102	9,629	10,592	0,008	147,86	158,452
200	163,6	1345	18	0,86	140158,53	0,0098	3,027	3,329	0,002	147,86	151,189
250	204,6	1345	18	0,55	112072,02	0,0095	0,953	1,048	0,001	147,86	148,908
315	257,8	1345	18	0,35	88944,67	0,0091	0,289	0,318	0,000	147,86	148,178
400	327,4	1345	18	0,21	70036,46	0,0088	0,084	0,092	0,000	147,86	147,952

Tableau III.10: Calcul des frais d'exploitation du Tronçon forage SN3- RT. (variante N°1.PEHD)

Diamètre	Q	Hmt	Puissance	E	Prix du Kwh	Frais d'exploitation
(mm)	(m ³ /s)	(m)	(KW)	KWh annuels	(DA)	(DA)
110	0,018	221,229	45,958387	335496,23	4,69	1573477,3
125	0,018	185,844	38,607459	281834,45	4,69	1321803,6
160	0,018	158,452	32,916985	240293,99	4,69	1126978,8
200	0,018	151,189	31,408246	229280,2	4,69	1075324,1
250	0,018	148,908	30,934306	225820,44	4,69	1059097,8
315	0,018	148,178	30,782576	224712,8	4,69	1053903,1
400	0,018	147,952	30,735817	224371,47	4,69	1052302,2

➤ **Calcul des frais d'amortissement**

Tableau III.11: Calcul des frais d'amortissement du Tronçon forage SN3-RT
(variante N°1.PEHD)

D (mm)	Prix ML(DA)	L (m)	Prix (DA)	ANNUITE	Frais d'amort (DA)
110	844,2954	1345	1135577,3	0,089	101066,38
125	1093,0842	1345	1470198,2	0,089	130847,64
160	1786,5081	1345	2402853,4	0,089	213853,95
200	2805,4845	1345	3773376,7	0,089	335830,52
250	4340,5596	1345	5838052,7	0,089	519586,69
315	6881,3667	1345	9255438,2	0,089	823734
400	9422,3178	1345	12673017	0,089	1127898,6

➤ **Bilan des coûts (Exploitation - Amortissement) :**

Tableau III.12: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation (Tronçon forage SN3-RT) (variante N°1.PEHD)

D (mm)	Amortissement(DA)	Exploitation(DA)	TOTAL (DA)
110	101066,38	1573477,3	1674543,7
125	130847,64	1321803,6	1452651,2
160	213853,95	1126978,8	1340832,8
200	335830,52	1075324,1	1411154,7
250	519586,69	1059097,8	1578684,5
315	823734	1053903,1	1877637,1
400	1127898,6	1052302,2	2180200,7

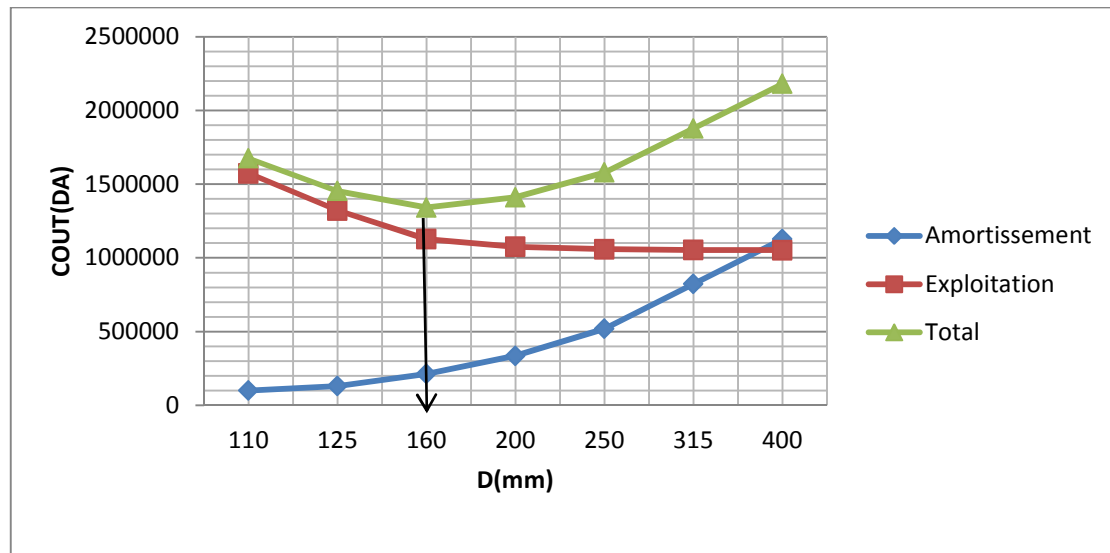


Figure III.9 :Bilan des frais d'investissement et d'exploitation (forage SN3-RT) (VarianteN°1 en PEHD)

Interprétation de la figure II.4:

Dans la figure on a illustré le coût total entre l'investissement et l'exploitation en fonction des différents diamètres possibles et d'après la courbe d'optimisation le diamètre économique est le diamètre 160 mm.

La vitesse d'écoulement est de 1.34 m/s avec une hauteur manométrique de 158.45m.

III.4.1.1.2 Etude de l'adduction gravitaire (RT_R1000)

Le diamètre de l'adduction étant inconnu, donc on va se baser sur le calcul de ce dernier par l'intermédiaire de la charge disponible H_d . Mais par hypothèse on suppose que la charge disponible est égale à la perte de charge engendrée dans la conduite.

Nous calculons la charge disponible ΔH_d entre le réservoir tampon et le réservoir d'alimentation 1000m³OuledRachache.

$$\Delta H_d = C_{tpT} - C_{tpD}$$

C_{tpT} :côte du radier du réservoir tampon (1366 m)

C_{tpD} : côte du trop-plein du réservoir de Centre Ouled Rachache.(1211 m)

$$\Delta H_d = (1370 - 1211) = 155m$$

$$L_g = 8039 m$$

$$L_{eq} = 1.10 * L_g = 8842.9 m$$

$$Q = 50 l/s$$

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_d}} = \sqrt[4.774]{\frac{0.001052 * 8842.9 * 0.05^{1.77}}{155}} = 0.183m$$

Le diamètre le plus avantageux calculé ci avant est de 183mm, il est compris entre les diamètres normalisés 200mm (163.6 mm) et 250mm (204,6mm) , donc on va opter pour une adduction à deux conduites en série composé de Ø250 et Ø200.

$$\Delta H_d = K' \times Q^\beta \times \left(\frac{l_1}{D_1^m} + \frac{l_2}{D_2^m} \right)$$

AN :

$$\Delta H = 0,001052 \times 0.05^{1.77} \times \left(\frac{x}{0.2046^{4.774}} + \frac{l-x}{0.1636^{4.774}} \right)$$

L'équation précédente se transforme en une équation à une seule inconnue (x).

Après résolution on trouve : x =5519.96 m.

Nous aurons deux diamètres en série un diamètre Ø250 sur une longueur de 5018 m suivi d'un diamètre Ø200 sur une longueur de 3021 m.

- *Verification du vitesse d'écoulement :*

Pour le diamètre Ø250 $V = \frac{4 * 0.05}{\pi * 0.2046^2} \approx 1.52m/s$

Pour le diamètre Ø200 $V = \frac{4 * 0.05}{\pi * 0.1636^2} = 2.37m/s$

Tableau N° III.13 : caractéristiques de la conduite gravitaire (Variante N°1 en PEHD)

Tronçon	Diamètre (mm)	Longueur (m)	Vitesse ($\frac{m}{s}$)
1	250	5154	1.52
2	200	2885	2.37

Interprétation : dans le tronçon du diamètre 200 mm la vitesse est très grand donc en choisi un diamètre de 250 mm dans tout le tronçon gravitaire.

Vérification des pertes de charge

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_{eq} * Q^\beta}{D^m}$$

$$\Delta H_t = \frac{0.001052 * 8842.9 * 0.05^{1.77}}{0.2046^{4.774}} = 90.27 m$$

Interprétation : la charge disponible est très grand par rapport les pertes de charge engendré par le diamètre 250 mm, en pratique le réservoir de distribution débordé Alors ce choix a éliminé.

III.4.1.2 /Utilisation de la fonte ductile

La rugosité absolue est déterminée en mesurant l'épaisseur de rugosité des parois du tuyau.

$$\varepsilon_s = \varepsilon_0 + \alpha T \dots\dots\dots (III.21)$$

- ε_0 : la rugosité à l'état neuf ; égale à 0,8 mm.
- α : le coefficient de vieillissement de conduite ($\alpha = 0,04$ mm/an) à partir de l'abaque de « PETER-LAMONT » (voir Annexe .1) .
- T : la durée d'utilisation de la conduite ($t = 20$ ans).

AN : $\varepsilon_s = 0,8 + 0,04 * 20 = 1,6$ mm.

III.4.1.2.1) Etude de l'adduction de refoulement

1) le Tronçon forage D1-Réservoir tampon

Tableau III.14: Calcul de la hauteur manométrique totale D1-RT (Variante N°1 en fonte).

D	L	Débit	Vitesse	Re	λ	ΔH_l	ΔH_t	j	Hg	Hmt
(mm)	(m)	(l/s)	(m/s)			(m)	(m)	(m/m)	(m)	(m)
150	5665	32	1,81	271762,21	0,0393	248,25	273,08	0,048	121,17	394,25
200	5665	32	1,02	203821,66	0,0357	53,53	58,89	0,010	121,17	180,06
250	5665	32	0,65	163057,32	0,0332	16,34	17,97	0,003	121,17	139,14
300	5665	32	0,45	135881,10	0,0314	6,20	6,83	0,001	121,17	128,00
350	5665	32	0,33	116469,52	0,0300	2,74	3,01	0,001	121,17	124,18
400	5665	32	0,25	101910,83	0,0288	1,35	1,49	0,000	121,17	122,66
450	5665	32	0,20	90587,40	0,0279	0,72	0,80	0,000	121,17	121,97
500	5665	32	0,16	81528,66	0,0270	0,42	0,46	0,000	121,17	121,63

Tableau III.15: Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre. (D1- RT) .(variante N°1.en Fonte)

Diamètre (mm)	Q (m ³ /s)	Hmt (m)	Puissance (KW)	E KWh annuels	Prix du Kwh (DA)	Frais d'exploitation (DA)
150	0,032	394,25	154,703	1129328,87	4,69	5296552,4
200	0,032	180,06	70,654	515772,118	4,69	2418971,2
250	0,032	139,14	54,598	398565,889	4,69	1869274
300	0,032	128,00	50,225	366645,383	4,69	1719566,8
350	0,032	124,18	48,730	355729,032	4,69	1668369,2
400	0,032	122,66	48,130	351351,864	4,69	1647840,2
450	0,032	121,97	47,860	349377,521	4,69	1638580,6
500	0,032	121,63	47,726	348402,46	4,69	1634007,5

➤ **Calcul des frais d'amortissement**

Tableau III.16: Variation des frais d'amortissement en fonction du diamètre (Tronçon forage D1-RT) (variante N°1.en Fonte)

D (mm)	Prix ML(DA)	L (m)	Prix (DA)	ANNUITE	Frais d' mort (DA)
150	1657	5665	9386905	0,089	835434,55
200	2255	5665	12774575	0,089	1136937,2
250	2756	5665	15612740	0,089	1389533,9
300	3455,52	5665	19575520,8	0,089	1742221,4
350	5249,74	5665	29739777,1	0,089	2646840,2
400	6125,96	5665	34703563,4	0,089	3088617,1
450	7078,18	5665	40097889,7	0,089	3568712,2
500	8100,4	5665	45888766	0,089	4084100,2

➤ **Bilan des coûts (Exploitation - Amortissement)**

Tableau III.17 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation (Tronçon forage D1-RT) (variante N°1.en Fonte).

D (mm)	Amortissement (DA)	Exploitation(DA)	TOTAL (DA)
150	835434,55	5296552,42	6131987
200	1136937,2	2418971,23	3555908,4
250	1389533,9	1869274,02	3258807,9
300	1742221,4	1719566,84	3461788,2
350	2646840,2	1668369,16	4315209,3
400	3088617,1	1647840,24	4736457,4
450	3568712,2	1638580,57	5207292,8
500	4084100,2	1634007,54	5718107,7

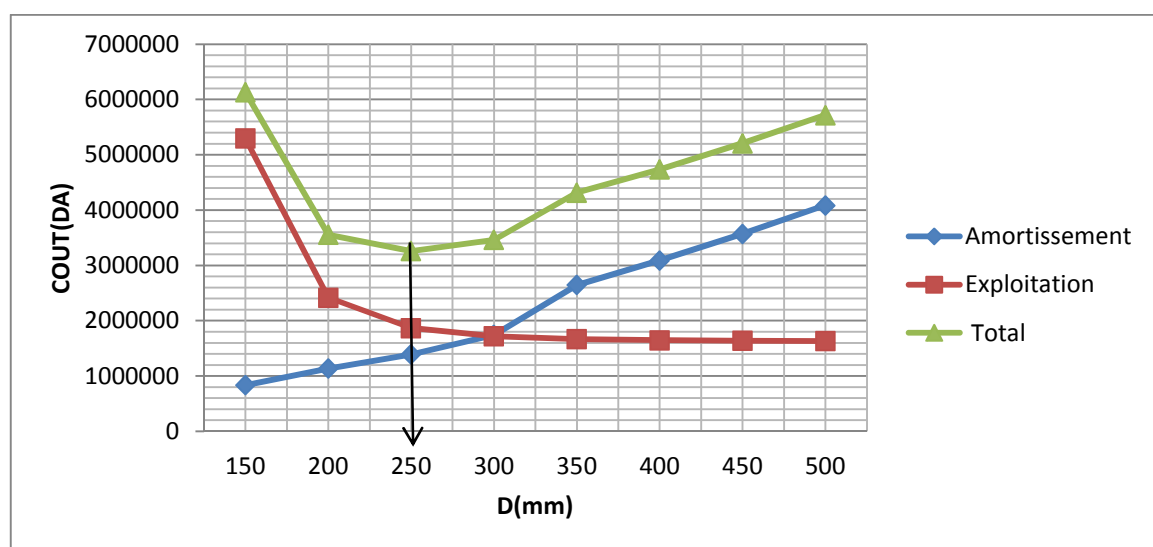


Figure III.10 /Bilan des frais d'investissement et d'exploitation (forage D1-RT) (variante N°1.en Fonte)

Interprétation de la figure :

Dans la figure on a illustré le coût total entre l'investissement et l'exploitation en fonction des différents diamètres possibles et d'après la courbe d'optimisation le diamètre économique est le diamètre 250 mm.

La vitesse d'écoulement est de 0.65 m/s avec une hauteur manométrique de 139.14 m

2) le Tronçon forage SN3-Réservoir tampon

➤ Calcul des frais d'exploitations

Tableau III.18: Calcul de la hauteur manométrique totale (SN3-RT) (variante N°1.en Fonte).

D	L	Débit	Vitesse	Re	λ	ΔHl	ΔHt	j	Hg	Hmt
(mm)	(m)	(l/s)	(m/s)			(m)	(m)	(m/m)	(m)	(m)
100	1345	18	2,29	229299,36	0,0453	163,429	179,771	0,134	147,86	327,631
125	1345	18	1,47	183439,49	0,0419	49,430	54,373	0,040	147,86	202,233
150	1345	18	1,02	152866,24	0,0393	18,649	20,514	0,015	147,86	168,374
200	1345	18	0,57	114649,68	0,0357	4,021	4,424	0,003	147,86	152,284
250	1345	18	0,37	91719,75	0,0332	1,227	1,350	0,001	147,86	149,210
300	1345	18	0,25	76433,12	0,0314	0,466	0,513	0,000	147,86	148,373
350	1345	18	0,19	65514,10	0,0300	0,206	0,226	0,000	147,86	148,086
400	1345	18	0,14	57324,84	0,0288	0,102	0,112	0,000	147,86	147,972

Tableau III.19: Calcul des frais d'exploitation du Tronçon forage SN3- RT (variante N°1.en Fonte).

Diamètre	Q	Hmt	Puissance	E	Prix du Kwh	Frais d'amortissement
(mm)	(m ³ /s)	(m)	(KW)	KWh annuels	(DA)	(DA)
110	0,018	327,631	72,316431	527909,949	4,69	2475897,7
125	0,018	202,233	44,637875	325856,484	4,69	1528266,9
160	0,018	168,374	37,164377	271299,95	4,69	1272396,8
200	0,018	152,284	33,612795	245373,402	4,69	1150801,3
250	0,018	149,210	32,934345	240420,718	4,69	1127573,2
300	0,018	148,373	32,749573	239071,88	4,69	1121247,1
350	0,018	148,086	32,686383	238610,597	4,69	1119083,7
400	0,018	147,972	32,661046	238425,635	4,69	1118216,2

➤ **Calcul des frais d'amortissement**

Tableau III.20: Calcul des frais d'amortissement du Tronçon forage SN3-RT (variante N°1.en Fonte).

D (mm)	Prix ML(DA)	L (m)	Prix (DA)	ANNUITE	Frais d'mort (DA)
100	980,46	1345	1318718,7	0,089	117365,96
125	1398,69	1345	1881238,05	0,089	167430,19
150	1657	1345	2228665	0,089	198351,19
200	2255	1345	3032975	0,089	269934,78
250	2756	1345	3706820	0,089	329906,98
300	3455,52	1345	4647674,4	0,089	413643,02
350	5249,74	1345	7060900,3	0,089	628420,13
400	6125,96	1345	8239416,2	0,089	733308,04

➤ **Bilan des coûts (Exploitation - Amortissement) :**

Tableau III.21 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation (SN3-RT) (variante N°1.en Fonte)..

D (mm)	Amortissement (DA)	Exploitation (DA)	TOTAL (DA)
100	117365,96	2475897,66	2593263,6
125	167430,19	1528266,91	1695697,1
150	198351,19	1272396,76	1470747,9
200	269934,78	1150801,26	1420736
250	329906,98	1127573,17	1457480,1
300	413643,02	1121247,12	1534890,1
350	628420,13	1119083,7	1747503,8
400	733308,04	1118216,23	1851524,3

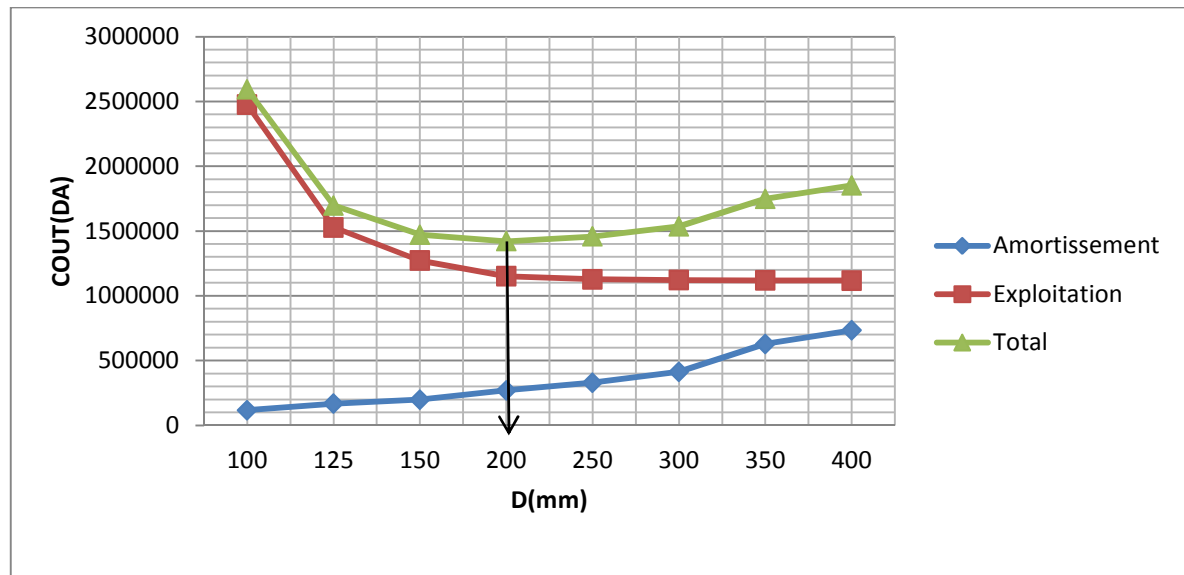


Figure III.11 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation (SN3-RT) (variante N°1.en Fonte).

Interprétation de la figure II.4:

Dans la figure on a illustré le coût total entre l'investissement et l'exploitation en fonction des différents diamètres possibles et d'après la courbe d'optimisation le diamètre économique est le diamètre 200 mm.

La vitesse d'écoulement est de 0.57m/s avec une hauteur manométrique de 152.28 m .

III.4.1.2.2) Etude de l'adduction gravitaire

Tronçon réservoir tampon _ réservoir 1000m³ouled rechache

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_d}} = \sqrt[5.3]{\frac{0.00179 * 8842.9 * 0.05^2}{155}} = 0.210m$$

Le diamètre le plus avantageux calculé ci avant est de 210mm, il est compris entre les diamètres normalisés 200mm et 150 mm, donc on va opter pour une adduction à deux conduites en série composé de Ø200 et Ø150.

$$\Delta Hd = K' \times Q^\beta \times \left(\frac{l_1}{D_1^m} + \frac{l_2}{D_2^m} \right)$$

AN :
$$\Delta H = 0,00179 \times 0.05^2 \times \left(\frac{x}{0.25^{5.3}} + \frac{l-x}{0.25^{5.3}} \right)$$

L'équation précédente se transforme en une équation à une seule inconnue (x).
Après résolution on trouve : x =2889.25 m.

Nous aurons deux diamètres en série un diamètre Ø250 sur une longueur de 2627 m suivi d'un diamètre Ø200 sur une longueur de 5412m.

- *Vitesse d'écoulement :*

Pour le diamètre Ø250 $V = \frac{4 \cdot 0.05}{\pi \times 0.250^2} = 1.02 \text{m/s}$

Pour le diamètre Ø200 $V = \frac{4 \cdot 0.05}{\pi \times 0.2^2} = 1.59 \text{m/s}$

Tableau III.22 : caractéristiques de la conduite gravitaire (variante N°1.en Fonte).

Tronçon	Diamètre (mm)	Longueur (m)	Vitesse ($\frac{m}{s}$)
1	250	2627	1.02
2	200	5412	1.59

Tableau III.23 : Frais d'investissement de la conduite gravitaire(variante N°1.en Fonte)

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Prix de ML(DA)	Prix (DA)
250	2627	2756	7240012
200	5412	2255	12204060
TOTAL	8039		19444072

Tableau III.24 : caractéristiques des conduites pour la première variante

Tronçon	matériaux	PEHD	FONTE	
forageD1- Réservoir tampon (refoulement)	Diamètre (mm)	200	250	
	Vitesse (m /s)	1.54	0.65	
	Cout(DA)	3637758,2	3258807,9	
farageSN3-Réservoir tampon (refoulement)	Diamètre(m)	160	200	
	Vitesse (m /s)	1.34	0.57	
	Cout (DA)	1340832,8	1420736	
Réservoir tampon- R1000 Zoui (gravitaire)	Diamètre(m)	Choix éliminé	250	200
	Vitesse (m /s)		1.02	1.59
	Cout(DA)		19444072	

III.4.1.3 Choix final des matériaux pour la première variante

Adduction par refoulement:

Tronçon forage D1-réservoir tampon : fonte ductile

Tronçon forage SN3-réservoir tampon : PEHD

Adduction gravitaire :

Tronçon réservoir tampon -réservoir de distribution R1000 centre ouled
rechache : fonte ductile.

Tableau III.25 : Coûts total de la première variante

TRONCON	Frais total(DA)
D1-Réservoir tampon	3258807,9
SN3-Réservoir tampon	1340832,8
Réservoir tampon –Réservoir O.Rechache	19444072
Total(DA)	24043712,7

III.4.2 Deuxièmes variantes (cote terrain de réservoir tampon 1365m)

III.4.2.1. Utilisation de PEHD

III.4.2.1.1 Etude de l'adduction par refoulement

1) le Tronçon forage D1-Réservoir tampon

$H_g = (\text{Côte du trop-plein réservoir tampon}) - (\text{Z terrain} - \text{Côte niveau dynamique} - 1)$

$H_g = 1367 - (1318 - 68.17 - 1) = 118.17 \text{ m}$

➤ **Calcul des frais d'exploitations**

Tableau III.26 : Calcul de la hauteur manométrique (D1-RT) (variante N°2.en PEHD).

D _{EX} (mm)	D _{INT} (mm)	L _g (m)	Q (l/s)	V (m/s)	Re	λ	ΔH_l (m)	ΔH_t (m)	J m/m	H _g (m)	H _{mt} (m)
125	102,2	5647	32	3,90	398868	0,0107	458,20	504,02	0,089	118,17	622,19
160	130,8	5647	32	2,38	311653	0,0102	127,77	140,55	0,025	118,17	258,72
200	163,6	5647	32	1,52	249170	0,0098	40,16	44,18	0,008	118,17	162,35
250	204,6	5647	32	0,97	199239	0,0095	12,64	13,91	0,002	118,17	132,08
315	257,8	5647	32	0,61	158123	0,0091	3,83	4,21	0,001	118,17	122,38
400	327,4	5647	32	0,38	124509	0,0088	1,12	1,23	0,000	118,17	119,40
500	409,2	5647	32	0,24	99619	0,0085	0,35	0,39	0,000	118,17	118,56
630	515,6	5647	32	0,15	79061	0,0082	0,11	0,12	0,000	118,17	118,29

Tableau III.27: Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre. (forage D1- RT) (variante N°2.en PEHD).

Diamètre	Q	Hmt	Puissance	E	Prix du Kwh	Frais d'expl
(mm)	(m ³ /s)	(m)	(KW)	KWh annuels	(DA)	(DA)
125	0,032	622,19	244,149	1782288,3	4,67	8323286,5
160	0,032	258,72	101,521	741102,73	4,67	3460949,7
200	0,032	162,35	63,705	465048,91	4,67	2171778,4
250	0,032	132,08	51,826	378332,12	4,67	1766811
315	0,032	122,38	48,023	350570,05	4,67	1637162,1
400	0,032	119,40	46,851	342014,59	4,67	1597208,2
500	0,032	118,56	46,522	339612,28	4,67	1585989,3
630	0,032	118,29	46,416	338837,97	4,67	1582373,3

➤ **Calcul des frais d'amortissement**

Tableau III.28: Variation des frais d'amortissement en fonction du diamètre (Tronçon forage D1-RT) (variante N°2.en PEHD).

D (mm)	PrixML(DA)	L (m)	Prix (DA)	ANNUITE	Frais d'Amort (DA)
125	1093,0842	5647	6172646,5	0,089	549365,54
160	1786,5081	5647	10088411	0,089	897868,6
200	2805,4845	5647	15842571	0,089	1409988,8
250	4340,5596	5647	24511140	0,089	2181491,5
315	6881,3667	5647	38859078	0,089	3458457,9
400	9422,3178	5647	53207829	0,089	4735496,7
500	12363,214	5647	69815069,46	0,089	6213541,2
630	14463,241	5647	81673921,93	0,089	7268979,1

➤ **Bilan des coûts (Exploitation - Amortissement) :**

Tableau III.29 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation (Tronçon D1-RT). (variante N°2.en PEHD).

D (mm)	Amortissement(DA)	Exploitation(DA)	TOTAL (DA)
125	549365,54	8323286,5	8872652,1
160	897868,6	3460949,7	4358818,3
200	1409988,8	2171778,4	3581767,2
250	2181491,5	1766811	3948302,5

D (mm)	Amortissement(DA)	Exploitation(DA)	TOTAL (DA)
315	3458457,9	1637162,1	5095620,1
400	4735496,7	1597208,2	6332704,9
500	6213541,2	1585989,3	7799530,5
630	7268979,1	1582373,3	8851352,4

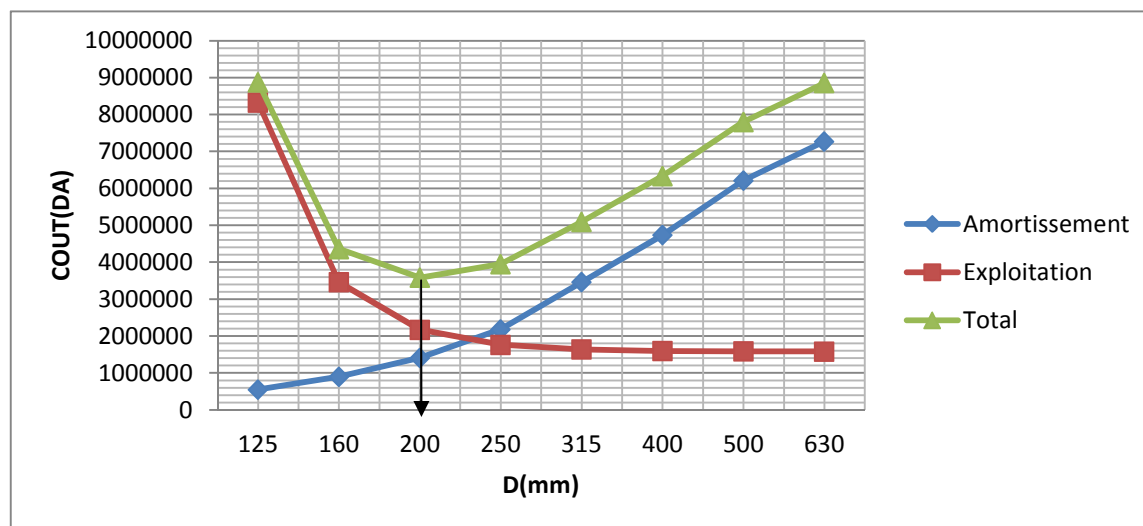


Figure III.12/Bilan des frais d'investissement et d'exploitation (forage D1-RT) (variante N°2.en PEHD).

Interprétation de la figure II.4:

Dans la figure on a illustré le coût total entre l'investissement et l'exploitation en fonction des différents diamètres possibles et d'après la courbe d'optimisation le diamètre économique est le diamètre 200 mm.

La vitesse d'écoulement est de 1.52 m/s avec une hauteur manométrique de 162.35m

2) le Tronçon forage SN3-Réservoir tampon

$$H_g = 1367 - (1316 - 92.86 - 1) = 144.86 \text{ m}$$

➤ **Calcul des frais d'exploitation**

Tableau III.30: Calcul de la hauteur manométrique totale (SN3-RT)(variante N°2.en PEHD).

D _{EX}	D _{INT}	L	Q	V	Re	λ	ΔH _l	ΔH _t	J	H _g	H _{mt}
(mm)	(mm)	(m)	(l/s)	m/s			(m)	(m)	m/m	(m)	(m)
110	90	1327	18	2,83	254777,07	0,0109	65,807	72,387	0,055	144,86	217,247

D _{EX}	D _{INT}	L	Q	V	Re	λ	ΔH_i	ΔH_t	J	Hg	Hmt
125	102,2	1327	18	2,20	224363,37	0,0107	34,069	37,476	0,028	144,86	182,336
160	130,8	1327	18	1,34	175305,32	0,0102	9,500	10,450	0,008	144,86	155,310
200	163,6	1327	18	0,86	140158,53	0,0098	2,986	3,285	0,002	144,86	148,145
250	204,6	1327	18	0,55	112072,02	0,0095	0,940	1,034	0,001	144,86	145,894
315	257,8	1327	18	0,35	88944,67	0,0091	0,285	0,313	0,000	144,86	145,173
400	327,4	1327	18	0,21	70036,46	0,0088	0,083	0,091	0,000	144,86	144,951

Tableau III.31 Calcul des frais d'exploitation du Tronçon forage SN3- RT(variante N°2.en PEHD).

Diamètre	Q	Hmt	Puissance	E	Prix du Kwh	F _{exploitation}
(mm)	(m ³ /s)	(m)	(KW)	KWh annuels	(DA)	(DA)
110	0,018	217,247	45,131185	329457,65	4,69	1545156,4
125	0,018	182,336	37,878633	276514,02	4,69	1296850,8
160	0,018	155,310	32,264314	235529,49	4,69	1104633,3
200	0,018	148,145	30,775767	224663,1	4,69	1053669,9
250	0,018	145,894	30,308169	221249,64	4,69	1037660,8
315	0,018	145,173	30,15847	220156,83	4,69	1032535,5
400	0,018	144,951	30,112337	219820,06	4,69	1030956,1

➤ **Calcul des frais d'amortissement**

Tableau III.32: Calcul des frais d'amortissement (forage SN3-Réservoir tampon) (variante N°2.en PEHD).

D (mm)	Prix ML(DA)	L (m)	Prix (DA)	ANNUITE	Frais d'amort (DA)
110	844,2954	1327	1120380	0,089	99713,82
125	1093,0842	1327	1450522,7	0,089	129096,52
160	1786,5081	1327	2370696,2	0,089	210991,97
200	2805,4845	1327	3722877,9	0,089	331336,14
250	4340,5596	1327	5759922,6	0,089	512633,11
315	6881,3667	1327	9131573,6	0,089	812710,05
400	9422,3178	1327	12503416	0,089	1112804

➤ **Bilan des coûts (Exploitation - Amortissement) :**

Tableau III.33 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation (SN3-RT) (variante N°2.en PEHD).

D (mm)	Amortissement(DA)	Exploitation(DA)	TOTAL (DA)
110	99713,82	1545156,4	1644870,2
125	129096,52	1296850,8	1425947,3
160	210991,97	1104633,3	1315625,3
200	331336,14	1053669,9	1385006,1
250	512633,11	1037660,8	1550293,9
315	812710,05	1032535,5	1845245,6
400	1112804	1030956,1	2143760,1

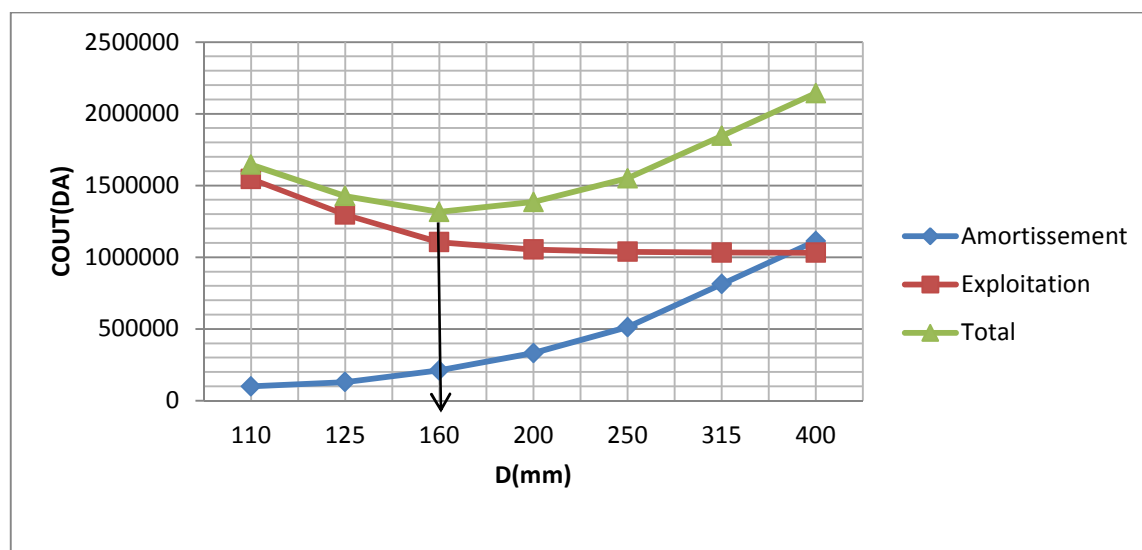


Figure III.13 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation (SN3-RT) (variante N°2.en PEHD).

Interprétation de la figure II.4:

Dans la figure on a illustré le coût total entre l'investissement et l'exploitation en fonction des différents diamètres possibles et d'après la courbe d'optimisation le diamètre économique est le diamètre 160 mm.

La vitesse d'écoulement est de 1.34 m/s avec une hauteur manométrique de 155.31m

III.4.2.1.2 Etude de l'adduction gravitaire

Réservoir tampon _ réservoir 1000m³ ouled rechache

La charge disponible

$$\Delta H_d = (1363 - 1211) = 152 \text{ m}$$

$$L_g = 8048 \text{ m}$$

$$L_{eq} = 1.10 * L_g = 8852.8 \text{ m}$$

$$Q = 0.05 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_d}} = \sqrt[4.774]{\frac{0.001052 * 8852.8 * 0.05^{1.77}}{152}} = 0.183 \text{ m}$$

Le diamètre le plus avantageux calculé ci avant est de 183mm, il est compris entre les diamètres normalisés 200mm (163.6 mm) et 250mm (204,6mm) , donc on va opter pour une adduction à deux conduites en série composé de Ø200 et Ø160.

$$\Delta H_d = K' \times Q^\beta \times \left(\frac{l_1}{D_1^m} + \frac{l_2}{D_2^m} \right)$$

$$\text{AN : } \Delta H = 0,001052 \times 0.05^{1.77} \times \left(\frac{x}{0.2046^{4.774}} + \frac{l-x}{0.1636^{4.774}} \right)$$

L'équation précédente se transforme en une équation à une seule inconnue (x).

Après résolution on trouve : x = 5689 m.

Nous aurons deux diamètres en série un diamètre Ø250 sur une longueur de 5172 m suivi d'un diamètre Ø200 sur une longueur de 2876m.

Vitesse d'écoulement:

$$\text{Pour le diamètre } \varnothing 250 \quad V = \frac{4 * 0.05}{\pi * 0.2046^2} = 1.52 \text{ m/s}$$

$$\text{Pour le diamètre } \varnothing 200 \quad V = \frac{4 * 0.05}{\pi * 0.1636^2} = 2.37 \text{ m/s}$$

Tableau III.34 : caractéristiques de la conduite gravitaire (variante N°2.en PEHD).

Tronçon	Diamètre (mm)	Longueur (m)	Vitesse ($\frac{m}{s}$)
1	250	5172	1.52
2	200	2876	2.39

Remarque : dans le tronçon du diamètre 200 mm la vitesse est très grand donc on a choisi le diamètre de 250 mm dans tout le tronçon gravitaire.

Vérification de perte de charge

$$\Delta H_t = \frac{0.001052 \cdot 8852.8 \cdot 0.05^{1.77}}{0.2046^{4.774}} = 90.37 \text{ m}$$

Interprétation : la charge disponible est très grand par rapport les pertes de charge engendré par le diamètre 250 mm, en pratique le réservoir de distribution débordé Alors ce choix a éliminé.

III.4 .2.2.Utilisation de la fonte ductile**III.4.2.2.1Etude de l'adduction de refoulement****1) le Tronçon forageD1-Réservoir tampon****Tableau III.35:** Calcul de la hauteur manométrique totale (D1-RT) (variante N°2.en Fonte).

D	L	Débit	Vitesse	Re	λ	ΔH_l	ΔH_t	j	Hg	Hmt
(mm)	(m)	(l/s)	(m/s)			(m)	(m)	(m/m)	(m)	(m)
125	5647	32	2,61	326114,65	0,0419	655,90	721,50	0,128	118,17	839,67
150	5647	32	1,81	271762,21	0,0393	247,46	272,21	0,048	118,17	390,38
200	5647	32	1,02	203821,66	0,0357	53,36	58,70	0,010	118,17	176,87
250	5647	32	0,65	163057,32	0,0332	16,28	17,91	0,003	118,17	136,08
300	5647	32	0,45	135881,10	0,0314	6,19	6,80	0,001	118,17	124,97
350	5647	32	0,33	116469,52	0,0300	2,73	3,00	0,001	118,17	121,17
400	5647	32	0,25	101910,83	0,0288	1,35	1,48	0,000	118,17	119,65
450	5647	32	0,20	90587,40	0,0279	0,72	0,79	0,000	118,17	118,96

Tableau III.36 Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre.(D1-RT) (variante N°2.en Fonte).

Diamètre	Q	Hmt	Puissance	E	Prix du Kwh	Frais d'expl
(mm)	(m ³ /s)	(m)	(KW)	KWh annuels	(DA)	(DA)
125	0,032	839,67	329,485	2405238,43	4,69	11280568
150	0,032	390,38	153,185	1118249,84	4,69	5244591,7
200	0,032	176,87	69,403	506642,599	4,69	2376153,8
250	0,032	136,08	53,398	389808,782	4,69	1828203,2
300	0,032	124,97	49,040	357989,7	4,69	1678971,7
350	0,032	121,17	47,549	347108,035	4,69	1627936,7

Diamètre	Q	Hmt	Puissance	E	Prix du Kwh	Frais d'expl
400	0,032	119,65	46,951	342744,775	4,69	1607473
450	0,032	118,96	46,682	340776,705	4,69	1598242,7

➤ **Calcul des frais d'amortissement**

Tableau III.37: Variation des frais d'amortissement en fonction du diamètre (Tronçon forage D1-RT) (variante N°2.en Fonte).

D (mm)	Prix ML(DA)	L (m)	Prix (DA)	ANNUITE	Frais d'mort (DA)
125	1398,69	5647	7898402,43	0,089	702957,82
150	1657	5647	9357079	0,089	832780,03
200	2255	5647	12733985	0,089	1133324,7
250	2756	5647	15563132	0,089	1385118,7
300	3455,52	5647	19513321,4	0,089	1736685,6
350	5249,74	5647	29645281,8	0,089	2638430,1
400	6125,96	5647	34593296,1	0,089	3078803,4
450	7078,18	5647	39970482,5	0,089	3557372,9

➤ **Bilan des coûts (Exploitation - Amortissement) :**

Tableau III.38 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation (DI-RT) (variante N°2.en Fonte).

D (mm)	Amortissement (DA)	Exploitation(DA)	TOTAL (DA)
125	702957,82	11280568,2	11983526
150	832780,03	5244591,73	6077371,8
200	1133324,7	2376153,79	3509478,5
250	1385118,7	1828203,19	3213321,9
300	1736685,6	1678971,69	3415657,3
350	2638430,1	1627936,68	4266366,8
400	3078803,4	1607473	4686276,4
450	3557372,9	1598242,74	5155615,7

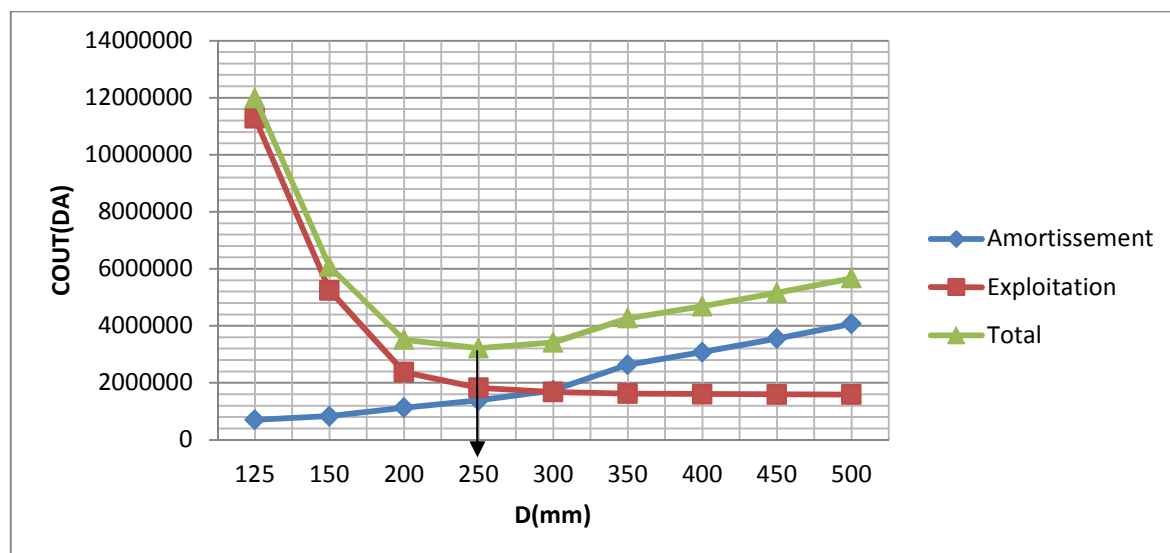


Figure III.14 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation (D1-RT) (variante N°2.en Fonte).

Interprétation de la figure :

Dans la figure on a illustré le coût total entre l'investissement et l'exploitation en fonction des différents diamètres possibles et d'après la courbe d'optimisation le diamètre économique est le diamètre 250 mm.

La vitesse d'écoulement est de 0.65 m/s avec une hauteur manométrique de 136.08 m

2) le Tronçon forage SN3-Réservoir tampon

➤ **Calcul des frais d'exploitations**

Tableau III.39: Calcul de la hauteur manométrique totale (SN3-RT) (variante N°2.en Fonte).

D	L	Débit	Vitesse	Re	λ	ΔHl	ΔHt	j	Hg	Hmt
(mm)	(m)	(l/s)	(m/s)			(m)	(m)	(m/m)	(m)	(m)
100	1327	18	2,29	229299,36	0,0453	161,241	177,365	0,134	144,86	322,225
125	1327	18	1,47	183439,49	0,0419	48,768	53,645	0,040	144,86	198,505
150	1327	18	1,02	152866,24	0,0393	18,400	20,240	0,015	144,86	165,100
200	1327	18	0,57	114649,68	0,0357	3,968	4,364	0,003	144,86	149,224
250	1327	18	0,37	91719,75	0,0332	1,211	1,332	0,001	144,86	146,192
300	1327	18	0,25	76433,12	0,0314	0,460	0,506	0,000	144,86	145,366
350	1327	18	0,19	65514,10	0,0300	0,203	0,223	0,000	144,86	145,083
400	1327	18	0,14	57324,84	0,0288	0,100	0,110	0,000	144,86	144,970

Tableau III.40: Calcul des frais d'exploitation (forage SN3- Réservoir tampon)
(variante N°2.en Fonte).

Diamètre (mm)	Q (m ³ /s)	Hmt (m)	Puissance (KW)	E KWh annuels	Prix du Kwh (DA)	Frais d'expl (DA)
110	0,018	322,225	71,123222	519199,524	4,69	2435045,8
125	0,018	198,505	43,815085	319850,12	4,69	1500097,1
160	0,018	165,100	36,441604	266023,711	4,69	1247651,2
200	0,018	149,224	32,937553	240444,135	4,69	1127683
250	0,018	146,192	32,268183	235557,732	4,69	1104765,8
300	0,018	145,366	32,085883	234226,946	4,69	1098524,4
350	0,018	145,083	32,023539	233771,836	4,69	1096389,9
400	0,018	144,970	31,998541	233589,349	4,69	1095534

➤ **Calcul des frais d'amortissement**

Tableau III.41: Calcul des frais d'amortissement (forage SN3-Réservoir tampon)
(variante N°2.en Fonte).

D (mm)	Prix ML(DA)	L (m)	Prix (DA)	ANNUITE	Frais d'mort (DA)
100	980,46	1327	1301070,42	0,089	115795,27
125	1398,69	1327	1856061,63	0,089	165189,49
150	1657	1327	2198839	0,089	195696,67
200	2255	1327	2992385	0,089	266322,27
250	2756	1327	3657212	0,089	325491,87
300	3455,52	1327	4585475,04	0,089	408107,28
350	5249,74	1327	6966404,98	0,089	620010,04
400	6125,96	1327	8129148,92	0,089	723494,25

➤ *Bilan des coûts (Exploitation - Amortissement)*

Tableau III.42 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation (forage SN3- Réservoir tampon) (variante N°2.en Fonte).

D (mm)	Amortissement (DA)	Exploitation (DA)	TOTAL (DA)
100	115795,27	2435045,77	2550841
125	165189,49	1500097,06	1665286,5
150	195696,67	1247651,2	1443347,9
200	266322,27	1127682,99	1394005,3
250	325491,87	1104765,76	1430257,6
300	408107,28	1098524,38	1506631,7
350	620010,04	1096389,91	1716400
400	723494,25	1095534,05	1819028,3

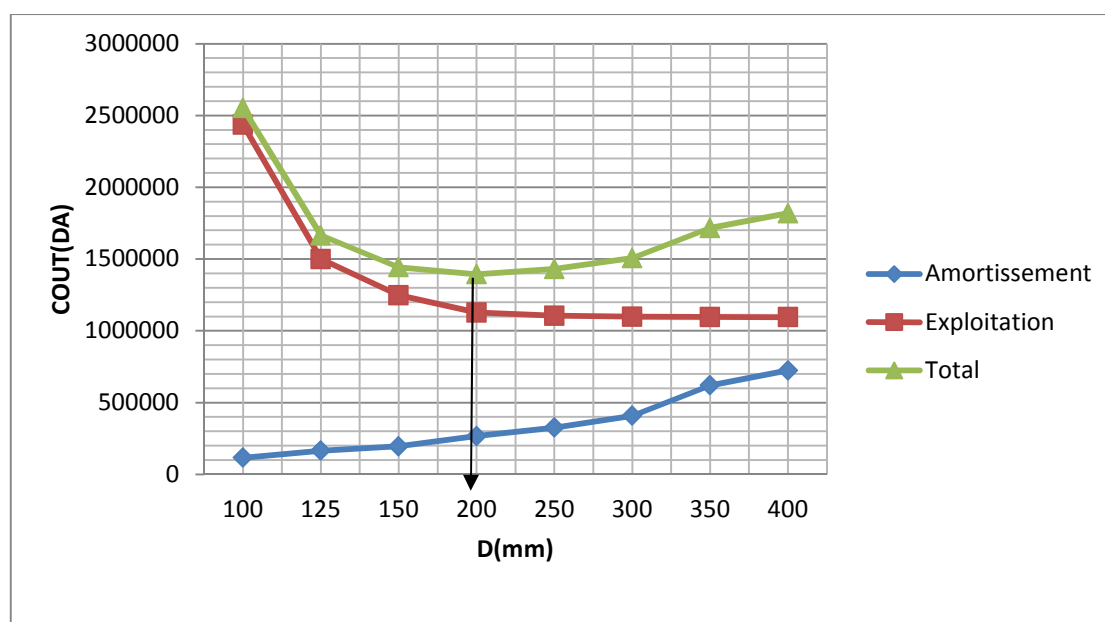


Figure III.15 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation (SN3-RT) (variante N°2.en Fonte).

Interprétation de la figure :

Dans la figure on a illustré le coût total entre l'investissement et l'exploitation en fonction des différents diamètres possibles et d'après la courbe d'optimisation le diamètre économique est le diamètre 200 mm.

La vitesse d'écoulement est de 0.57m/s avec une hauteur manométrique de 149.22 m

III.4.2.2 Etude de l'adduction gravitaire

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K^1 * L_e * Q^\beta}{\Delta H_d}} = \sqrt[5.3]{\frac{0.00179 * 8852.8 * 0.05^2}{152}} = 0.211m$$

Le diamètre le plus avantageux calculé ci avant est de 211mm, il est compris entre les diamètres normalisés 200mm et 150 mm , donc on va opter pour une adduction à deux conduites en série composé de Ø200 et Ø150.

Vérification de perte de charge

$$AN: \quad \Delta H = 0,00179 \times 0.05^2 \times \left(\frac{x}{0.25^{5.3}} + \frac{l-x}{0.2^{5.3}} \right)$$

L'équation précédente se transforme en une équation à une seule inconnue (x).

Après résolution on trouve : x =3094.41 m.

Nous aurons deux diamètres en série un diamètre Ø250 sur une longueur de 2813 m suivi d'un diamètre Ø200 sur une longueur de 5235m.

- *Vitesse d'écoulement :*

Pour le diamètre Ø250 $V = \frac{4*0.05}{\pi*0.250^2} = 1.02m/s$

Pour le diamètre Ø200 $V = \frac{4*0.05}{\pi*0.2^2} = 1.59m/s$

Tableau III.43 : caractéristiques des conduites gravitaire (variante N°2.en Fonte).

Tronçon	Diamètre (mm)	Longueur (m)	Vitesse ($\frac{m}{s}$)
1	250	2813	1.02
2	200	5235	1.59

Tableau III.44 : Frais d'investissement des conduites gravitaire (variante N°2.en Fonte).

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Prix de ML(DA)	Prix total(DA)
250	2813	2756	7752628
200	5235	2255	11804925
Total	8048		19557553

Tableau III.45: caractéristiques des conduites de la deuxième variante

Tronçon	matériaux	PEHD	FONTE	
forageD1- Réservoir tampon (refoulement)	Diamètre (mm)	200	250	
	Vitesse (m /s)	1.54	0.65	
	Cout(DA)	3581767.2	3213321,9	
farageSN3-Réservoir tampon (refoulement)	Diamètre(m)	160	200	
	Vitesse (m /s)	1.34	0.57	
	Cout (DA)	1315625,3	1394005,3	
Réservoir tampon-R1000 Zoui (gravitaire)	Diamètre(m)	Choix éliminé	250	200
	Vitesse (m /s)		1.02	1.59
	Cout(DA)		19557553	

III.4.2.3 Choix final des matériaux de la deuxième variante

Adduction par refoulement:

Tronçon forage D1-reservoir tampon : fonte ductile

Tronçon forage SN3-reservoir tampon : PEHD

Adduction gravitaire :

Tronçon réservoir tampon -réservoir de distribution R1000 centre ouled
rechache : fonte ductile.

Tableau III.46 : Coûts total de la deuxième variante

TRONCON	Frais total(DA)
D1-Réservoir tampon	3213321,9
SN3-Réservoir tampon	1315625,3
Réservoir tampon –Réservoir O.Rechache	19557553
Total(DA)	24086500,2

III.4.2.4 .Les bilans globaux des deux variantes

Tableau III.47: Les bilans globaux des deux variantes

Tronçon	Bilan	
	Variante 1	Variante 2
D1 -RT	3258807,9	3213321,9
SN3-RT	1340832,8	1315625,3
RT-RD	19444072	19557553
Total	24043712,7	24086500,2

Interprétation du tableau III.47

On remarque que la première variante est plus économique que la deuxième variante donc nous choisissons un emplacement du réservoir tampon à une cote de terrain de 1365 m.

III.4.3. Caractéristiques des conduites projetées

Partie refoulement

Tableau III.48 : Caractéristiques des conduites de refoulement projeté

Tronçon	Matériau	Diamètre (mm)	Longueur (m)	Vitesse (m/s)	J (m/m)	HMT(m)	PN (bar)
D1-RT	Fonte ductile	250	5665	0.65	0.003	139.14	16
SN3-RT	PEHD	160	1345	1.34	0.008	158.45	16

Partie gravitaire

Tableau III.49 : Caractéristiques des conduites gravitaire projeté

Tronçon	Matériau	Diamètre (mm)	Longueur (m)	Vitesse (m/s)	J (m/m)	PN (bar)
RT-RD	Fonte ductile	250	2627	1.02	0.0076	16
		200	5412	1.59	0.0248	

III.5.Choix des pompes

Dans cette partie, on va parler des moyens de pompages des eaux souterrains ainsi que les conditions de leur Installation.

III.5.1. Choix du type d'installation

Le choix se fait en fonction du niveau dynamique de la nappe.

- Quand la nappe (niveau dynamique) se trouve relativement proche de la surface du sol (inférieur à 6m), on utilise des groupes électropompes à axe horizontal (tête de puits).
- Pour un niveau dynamique de 60 à 100m de profondeur par rapport à la surface du sol, on utilise des groupes électropompes immergés.

Pour nos forages (D1 et SN3) le niveau dynamique se trouve à des profondeurs de 68.17 et 92.86 m respectivement.

III.5.2/ Les groupes électropompes immergés

III.5.2.1/ Description

Les groupes immergés sont constitués d'une pompe centrifuge et d'un moteur électrique avec accouplement rigide. En principe, ils sont prévus pour une installation verticale stationnaire immergés dans l'eau.

Corps d'aspiration entre la pompe et le moteur équipé d'une crépine d'aspiration protégeant la pompe contre les grosses impuretés contenues dans le liquide pompé.

III.5.2.2/ Condition d'installation

Les groupes immergés sont prévus pour l'installation dans des forages, bassins, réservoirs ou cuves. Étant donné qu'ils fonctionnent complètement immergés.

- Les groupes immergés ne doivent en aucun cas reposer sur le radier du forage ni venir s'appuyer contre la paroi du forage.
- Une circulation d'eau suffisante doit être assurée autour du moteur, une circulation forcée doit être assurée autour du moteur en fonction de la température de liquide véhiculé.
- La température maximale admissible et la vitesse d'écoulement requise minimum autour du moteur sont indiqués sur la plaque signalétique et dans la confirmation de commande.
- La vitesse d'écoulement requise est fonction du diamètre extérieur du moteur et des conditions d'installation suivantes:
 - La formation de vortex pouvant entraîner l'aspiration d'air ou la marche à sec de palier supérieur de la pompe doit être évitée.
 - La pompe ne doit jamais fonctionner à sec.

- En cas de rendement insuffisant du forage ou variation importante du niveau d'eau, installer impérativement un dispositif de protection.
- La profondeur d'immersion des groupes doit être supérieur ou égal 0.5m.

III.5.2.3 critères de choix du type de Pompe [3]

Les critères de choix du type de pompe sont :

- Assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale (HMT).
- Meilleur rendement ;
- Vérifier la condition de non cavitation ;
- Encombrement et poids les plus faibles ;
- Vitesse de rotation la plus élevée ;
- Puissance absorbée minimale ;
- Etre fabriquée en série.
- (NPSH)_r minimale

III.5.3.Choix des pompes immergées

En introduisant le débit refoulé et la hauteur manométrique totale (HMT) dans le logiciel CAPRARI.

III.5.3.1 le forage D1

- ✓ Q= 32l/s.
- ✓ HMT=139 m.

Les variantes de choix de pompe regroupé dans le tableau III.50.

Tableau III.50: variantes pour le choix du type de pompe pour le forage D1

Variante	Q (l/s)	HMT(m)	Pompe	R(%)	N(tr/min)	P _{abs} (kw)	(NPSH) _r (m)
1	31.5	135	S9S50/5I + MCS870-8Z	68.5	2900	53	10.2
2	32.6	144	S9S55/5S + MCS890-8Z	67.5	2900	59.3	9.24
3	32.5	144	S10R40/4I + MCS880-8Z	72.5	2900	60.1	7.7
4	32	139	S8S64/5I + MCS880-8Z	73.6	2900	59.2	5.56
5	31.9	138	S10S50/3B + MCS8100-8Z	65.5	2900	65.9	10.5

Variante	Q (l/s)	HMT(m)	Pompe	R(%)	N(tr/min)	P _{abs} (kw)	(NPSH) _r (m)
6	33.6	154	S10S55/4C + MACS10125-8Z	67.5	2900	75	7.81
7	31.8	1389	S10R35/6 + MCS890-8Z	66.7	2900	64.4	0.5

A partir du tableau des variantes proposées, et les critères qui doivent être pris en considération pour orienter le choix de type de pompe, on a choisi la quatrième variante.

Les caractéristiques de la pompe choisie pour le forage D1 sont regroupées dans le tableau N°III.51

Tableau III.51: caractéristiques de la pompe choisie pour le forage D1

Q(l/s)	HMT(m)	Pompe choisie	R()	N(tr/min)	P _{abs} (kw)	(NPSH) r (m)
32	139	S8S64/5I + MCS880-8Z	73.6	2900	59.2	5.56

III.5.3.1 le forage SN3

- ✓ Q= 18l/s.
- ✓ HMT=158.45m.

Les variantes de choix de pompe pour le forage SN3 sont regroupées dans le tableau III.52

Tableau III.52 : variantes pour le choix du type de pompe pour le forage SN3

Variante	Q (l/s)	HMT(m)	Pompe	R(%)	N(tr/min)	P _{abs} (kw)	(NPSH) _r (m)
1	18	159	S6S64-6/12A + MEHS650	76.2	2900	36.7	6.22
2	17.9	157	S8S50-8/7P + MCS850	74.6	2900	36.6	3.03
3	18	158	S8R40-8/7Z + MCS850	73.4	2900	37.9	5.86
4	17.6	153	S6S55-6/11A + MEHS650	71	2900	37.3	7.73
5	18.3	165	S9S50-8/5I + MCS870	66	2900	44.8	9.7

A partir du tableau des variantes proposées, et les critères qui doivent être pris en considération pour orienter le choix de type de pompe, on a choisi la première variante.

Les caractéristiques de la pompe choisie est regroupé dans le tableau

Tableau III.53 : caractéristiques de la pompe choisie pour le forage SN3

Q(l/s)	HMT(m)	Pompe choisie	R(%)	N(tr/min)	P _{abs} (kw)	(NPSH) r (m)
18	159	S6S64-6/12A + MEHS650	76.2	2900	36.7	6.22

III.5.4/Courbes caractéristiques des pompes (voir annexes 3 et 4)

Les performances des pompes sont généralement indiquées à l'aide des courbes rassemblant les grandeurs physiques nécessaires au choix.

Les différentes courbes caractéristiques sont :

- Courbe de la hauteur en fonction du débit $H=f(Q)$.
- Courbe du rendement en fonction du débit $R =f(Q)$.
- Courbe de la puissance en fonction du débit $P=f(Q)$.
- Courbe de NPSH en fonction du débit $NPSH=f(Q)$.

III.5.5 .Courbe caractéristiques d'une conduite

Comme pour une pompe, il est possible d'établir une courbe débit- hauteur caractérisant une conduite.

III.5.5.1/courbes caractéristiques des conduites de refoulement

On trace la courbe caractéristique d'une conduite de refoulement pour déterminé le point de fonctionnement de la pompe, cette courbe dépend des pertes de charge et de la hauteur géométrique.

$$H_c = H_g + \Delta h$$

$$\Delta h = \Delta h_{sin} + \Delta h_{jin}$$

$$\Delta h_{sin} = 10\% * \Delta h_{linon}$$

$$\Delta h = \lambda \cdot (L / D) * V^2 / 2g.$$

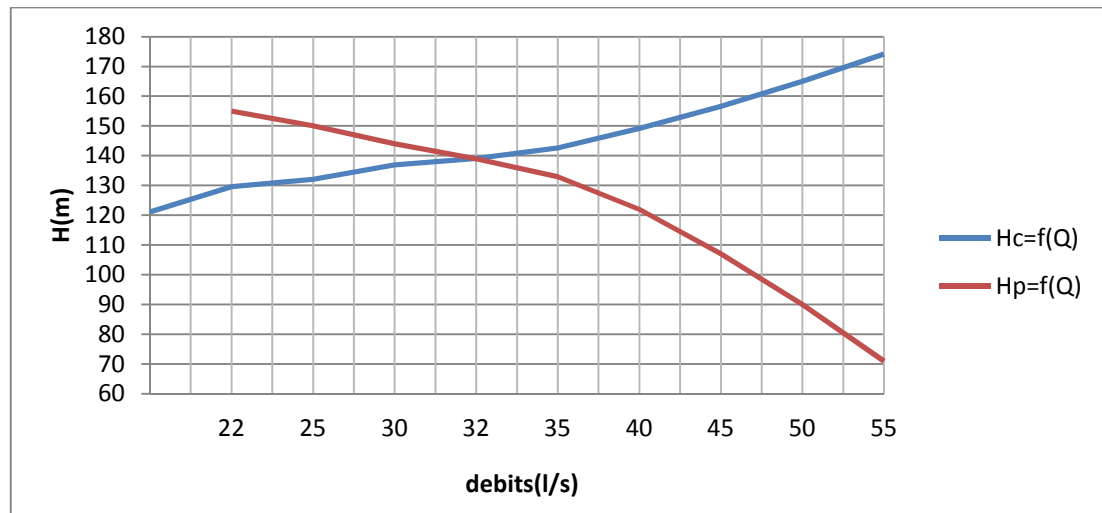


Figure III.16: Les courbes caractéristiques (Tronçon forage D1 –Réservoir tampon)

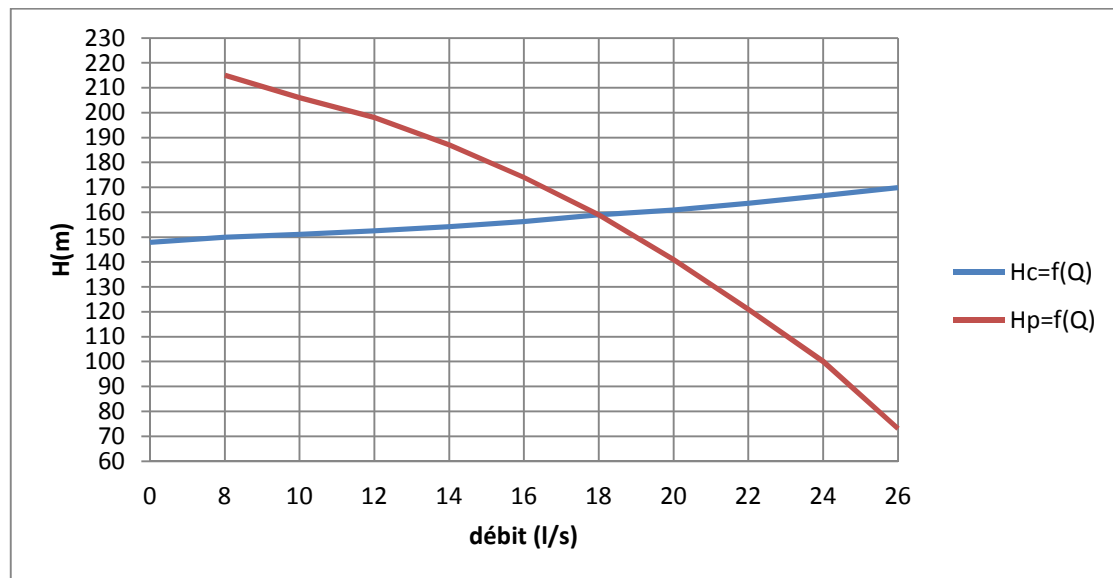


Figure III.17: Les courbes caractéristiques (Tronçon forage SN3 –Réservoir tampon)

III.5.5.2/Point de fonctionnement

Le point d’intersection de ces deux courbes $H_c=f(Q)$ et $H_p=f(Q)$, est le point de fonctionnement du système .c’est à dire la pompe va pouvoir refouler un débit Q a une hauteur H lorsque ce point se trouve sur la plage de rendement maximal.

Les coordonnées de point de fonctionnement $P_A=(Q_A ,H_A)$:

Tronçon forage D1 –Réservoir tampon : $P_A= (32 ,139)$.

Tronçon forage SN3–Réservoir tampon : $P_A= (18,159)$.

La pompe fonctionne alors dans les conditions optimales, cette condition dans la plupart des cas n'est pas généralement satisfaisante, c'est pourquoi on sera contraint d'introduire des modifications dans le fonctionnement ou dans le dimensionnement de la pompe. Afin de l'adapter à des conditions de marche données. A cet effet, plusieurs solutions sont à envisager :

- ✓ Modification de la vitesse de rotation ;
- ✓ Modification de temps de pompage ;
- ✓ Rognage, la réduction du diamètre de la roue, pour réduire la hauteur et le débit d'une pompe donnée.

III.5.5.3 Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données [4]

Débit pompé > Débit demandé :

Si le débit pompé est supérieur à la demande on corrige cet excès par un des modes de réglage suivants :

1. Réglage qualitatif : Diminution de nombre de tours par minute si la vitesse de rotation de la pompe est variable.
2. Réglage quantitatif : (ou bien le vannage) c'est à dire nous fermons un peu le robinet vanne de refoulement.
3. Rognage : On rogne la roue de la pompe de telle façon à ne pas baisser le rendement.
4. Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement : par des diffuseurs ou bien des rétrécissements brusques, les coudes.
5. Diminution des heures de pompage.
6. Changement complètement du type de la pompe.

Débit pompé < Débit demandé :

Dans ce cas-là, il faut faire soit :

1. Quantitatif : augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.
2. Changement de type de pompe.
3. Accouplement des pompes.

Remarque :

Dans notre cas $Q_{ap} = Q_d$ donc on n'aura pas besoin d'aucun mode de réglage du débit.

Conclusion

Le calcul de l'adduction a été présenté de la façon la plus économique et technique possible afin d'avoir le coût minimal tout en respectant les consignes de sécurité et de longévité de l'adduction .

En effet nous avons décomposé l'adduction en deux conduites de refoulement qui fonctionnent grâce à des pompes immergées, et un tronçon gravitaire composé de deux conduites en série .On a choisi les pompes tout en respectant un nombre de critères .

CHAPITRE IV

LES RESERVOIRS

Introduction

Les réservoirs sont des ouvrages hydrotechniques variés nécessitant une étude technique approfondie afin qu'ils puissent remplir à bien, les tâches auxquelles ils sont conçus. Ils servaient de réserve d'eau, cependant leur rôle a sensiblement changé au cours du temps.

IV-1 Rôle des réservoirs

Son premier rôle est l'emmagasinement d'eau pendant les heures creuses où la consommation est faible et restituer cette eau pendant les autres heures où la consommation est importante.

- Il a pour rôle d'équilibre c'est-à-dire construit dans une zone là où la pression est faible dans le but de la relever.
- Assurer la continuité de la distribution pendant l'arrêt de la pompe.
- Assurer la réserve d'incendie.
- Réduire la consommation de l'énergie électrique aux heures de pointe.
- la réserve d'incendie est accumulée dans le réservoir d'accumulation.

IV-2.Emplacement de réservoir

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

- Il est préférable que l'emplacement puisse permettre une distribution gravitaire, c'est-à-dire que la côte du radier doit être supérieure à la côte piézométrique maximale dans le réseau.

- Pour des raisons économiques, il est préférable que son remplissage se fasse gravitaire, c'est-à-dire le placer à un point bas par rapport à la prise d'eau.

- L'implantation doit se faire aussi de préférence, à l'extrémité de la ville ou à proximité du centre important de consommation.

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

IV-3 Choix du type de réservoir

Pour des capacités réduites, les réservoirs sont, parfois, construits en tôle. Mais, d'une manière générale, les réservoirs sont construits en maçonnerie et surtout en béton armé ou en béton précontraint. La hauteur à donner au plan d'eau inférieur

de la cuve impose, très souvent, les conditions de construction du réservoir, qui peut être :

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

Remarque : dans notre projet on a des réservoirs semi enterré

IV-4.Equipement du réservoir

Un réservoir doit être équipé :

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

IV-4.1 .Conduite d'alimentation

Cette conduite du type refoulement ou gravitaire, toujours à l'opposé de la conduite de départ, pour provoquer un meilleur brassage. Cette arrivée permet le renouvellement d'eau par mélange en créant perturbation et écoulement par rouleaux. Les robinets à flotteurs destinés à alimenter ou à interrompre l'arrivée d'eau dans les réservoirs doivent être d'un type anti-bélier.

Cette conduite peut être installée de plusieurs manières:

a- Par surverse : soit avec chute libre soit en plongeant la conduite de façon à ce que son extrémité soit toujours noyée, le premier cas provoque une oxygénation de l'eau mais il libère facilement le gaz carbonique dissous et par suite il favorise l'entartrage du réservoir et des conduites.

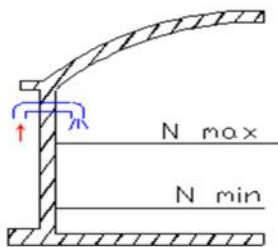


Figure IV-01: Arrivée par surverse
(Chute libre).

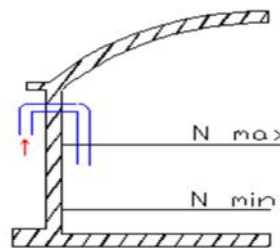


Figure IV-02: Arrivée par surverse
(Noyée).

b- Par dessous: soit par le bas à travers les parois du réservoir soit par le fond à travers le radier.

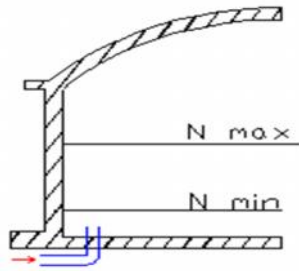


Figure IV-03: Arrivée par dessous (Par le fond).

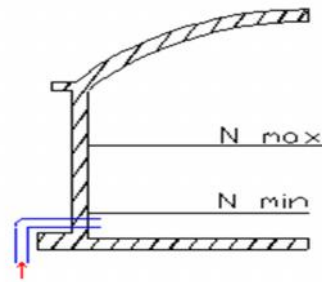


Figure IV-04: Arrivée par dessous (Par le bas).

IV-4.2 Conduite de départ ou de distribution

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

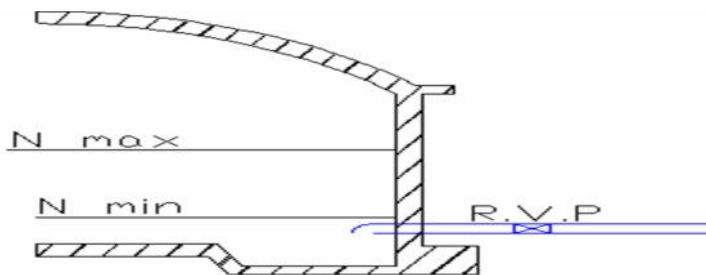


Figure IV-05: Conduite de départ.

IV-4.3 Conduite de trop-plein

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

IV-4 .4 Conduite de décharge ou de vidange

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

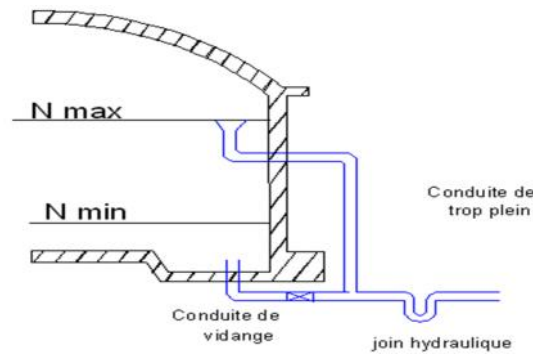


Figure IV-06: Conduite de vidange et de trop plein.

IV-4 .5 Conduite by-pass

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

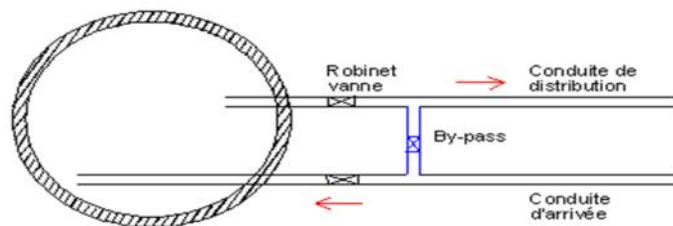


Figure IV-07: Conduite by-pass.

IV-4 .6 Matérialisation d'une réserve d'incendie

C'est une disposition spéciale de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement, une fois le niveau de la réserve d'incendie est atteint, pour cela ; nous avons intérêt à équiper notre ouvrage, d'un système à siphon permettant de transiter l'eau du réservoir tout en préservant la quantité destinée pour l'incendie. Cette interdiction sera bien entendu, levée par une manœuvre manuelle, effectué sur place

ou à distance en cas d'incendie. Autrement dit, un évent d'un siphon interdit l'utilisation de l'eau au-dessous d'un niveau défini au préalable.

IV-5. Vidange et remplissage des réservoirs

Nous distinguons trois cas :

a) le réservoir n'étant plus alimenté, le débit d'apport est nul ($Q_{\text{apport}}=0$).

C'est la vidange rapide ;

b) le réservoir est alimenté avec le débit d'apport inférieur au débit sortant Q_s .

c) le réservoir est alimenté avec le débit d'apport supérieur au débit sortant Q_s .

IV-6. Entretien des réservoirs :

Les structures du réservoir doivent faire l'objet d'une surveillance régulière en ce qui concerne toutes les fissures éventuelles que les phénomènes de corrosion sur les parties métalliques en raison de l'atmosphère humide qui y règne.

Un soin particulier est à apporter au nettoyage des cuves ; opération comportant plusieurs étapes telles que :

- Isolement et vidange de la cuve.
- Elimination des dépôts sur les parois.
- Examen et réparations éventuelles de celle-ci.
- Désinfection à l'aide des produits chlorés.
- Remise en service.

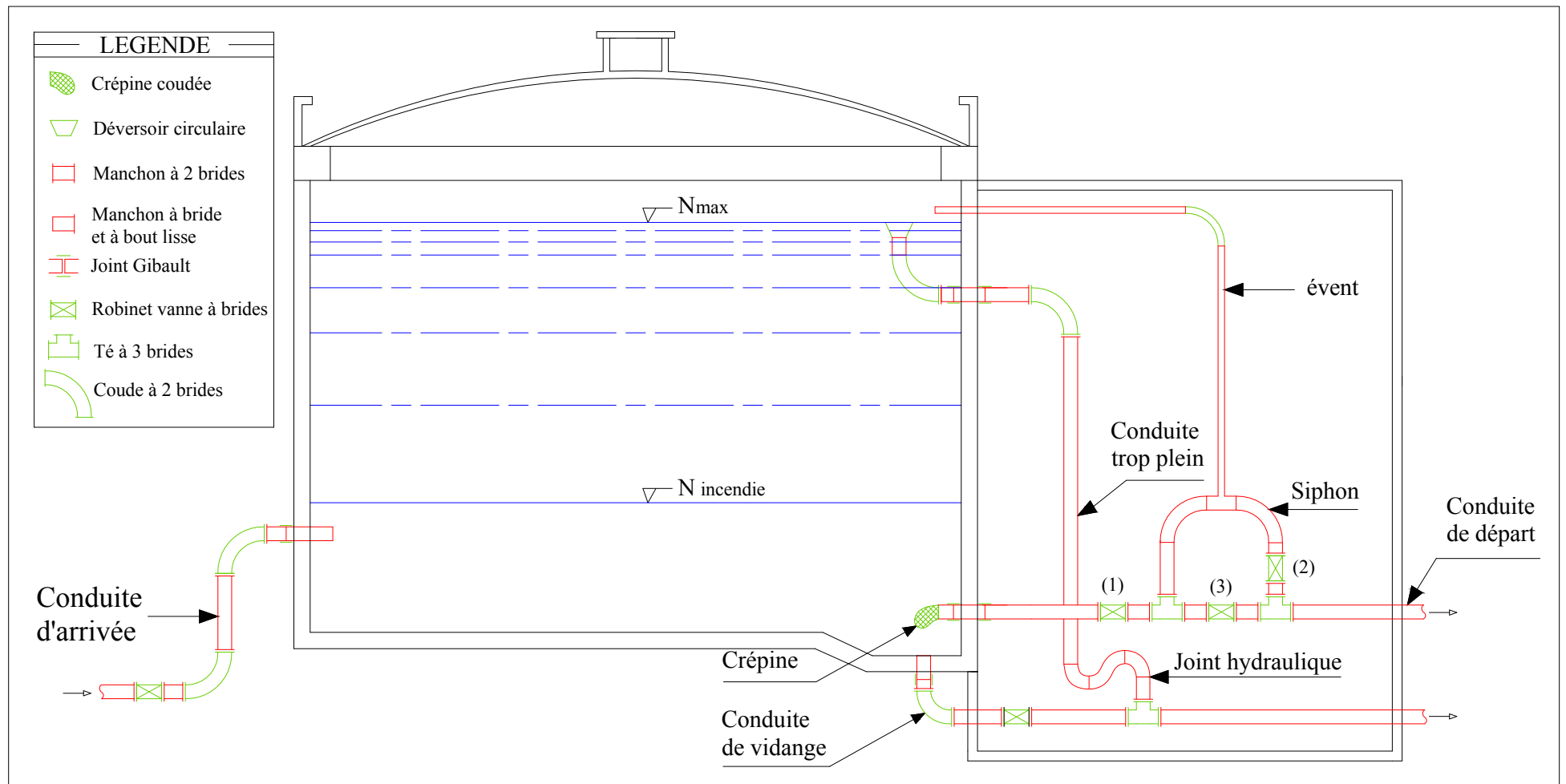


Figure IV.8 : Equipements des réservoirs

IV-7 .Méthodes des calculs des réservoirs**IV-7 .1) Réservoir d'alimentation****1. Capacité pratique d'un réservoir [9]**

La capacité d'un réservoir est égale en règle générale à 50 % de la plus forte consommation journalière avec une réserve d'incendie de 120 m³

2. Calcul forfaitaire [9]

On prend forfaitairement une capacité des réservoirs égale à :

Cas d'une Commune rurale :

100 % de la consommation journalière maximale de l'agglomération.

Cas d'une Commune urbaine :

50 % de la consommation journalière maximale de l'agglomération.

Cas d'une grande ville urbaine :

25% de la consommation journalière maximale de l'agglomération.

3) La méthode analytique

La méthode analytique consiste à calculer, pour chaque heure de la journée, le résidu dans le réservoir. Le volume de régulation sera :

$$V_r = \frac{a * Q_{max,j}}{100} \quad (m^3)$$

Avec :

V_r : capacité résiduelle (m³)

a : fraction horaire du débit maximum journalier (%)

$Q_{max,j}$: La consommation maximale journalière (m³/j)

Le volume total est déterminé en ajoutant le volume d'incendie au volume de régulation

$$V_t = V_r + V_{inc}$$

Avec :

V_T : capacité totale du réservoir (m³)

V_{inc} : volume d'incendie estimé pour 2 heures avec un débit de 60m³/h

4) Méthode graphique

Cette méthode est basée sur le traçage des courbes de la consommation maximale journalière et celle caractérisant l'apport de la station de pompage; en additionnant en valeur absolue les écarts de deux extrêmes de la courbe de consommation par rapport à celle d'apport, on obtiendra le résidu maximal journalier

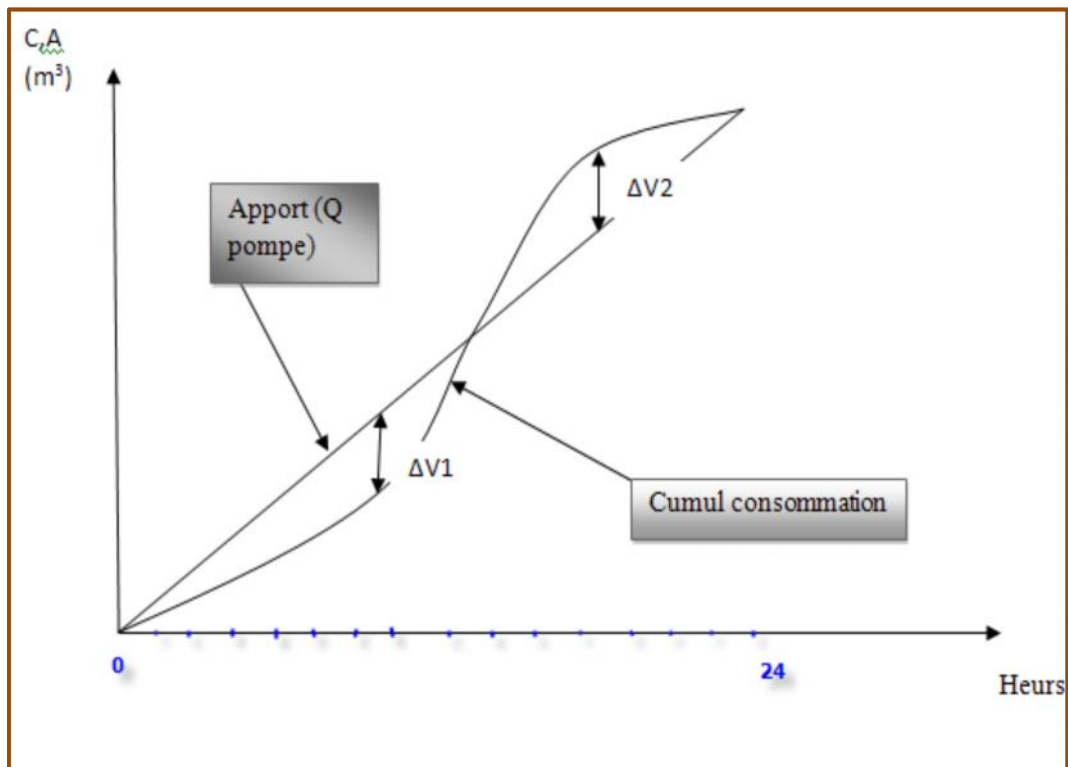


Figure IV.9 : méthode graphique de calcul des réservoirs

Donc :

$$R_{max} = |V^+| + |V^-|(\%)$$

Le volume de régulation V_r est calculé selon la formule suivante

$$V_r = \frac{Q_{max,j} * R_{max}}{100} \quad (m^3)$$

Donc le volume total sera :

$$V_t = V_r + V_{inc}$$

IV-7 .2) le réservoir tampon

IV-7 .2.1) Définition

Le réservoir tampon est un réservoir de régulation son but principal est d'assurer en premier lieu la commande automatique des groupes électropompes, il permet aussi de garantir un volume ou un réserve de sécurité pour la mise en charge de la conduite gravitaire.

IV-7.2.2) Le volume de réservoir tampon

Pour le calcul du volume résiduel voici la démonstration :

Soit Q_0 le débit transité dans la conduite gravitaire à l'aval du réservoir tampon, et

Soit T le temps de fermeture linéaire totale du Robinet vanne.

Dès l'arrêt de la Pompe le réservoir commence à se vider et le robinet vanne à l'aval de l'adduction gravitaire entre en action de fermeture.

Pour un instant ' t ' le débit sera :

$$Q = Q_0 - Q_0 \times \frac{t}{T} = Q_0 \times \left(1 - \frac{t}{T}\right)$$

Et le volume dV du réservoir sera :

$$dV = Q_0 \times \left(1 - \frac{t}{T}\right) dt$$

$$V = Q_0 \times \int_0^T \left(1 - \frac{t}{T}\right) dt = \frac{Q_0 T}{2}$$

Donc le volume du réservoir est fonction direct du temps de fermeture du robinet vanne à fermeture lente, donc il nous faut connaitre la loi de manœuvre du robinet vanne choisi pour l'adduction.

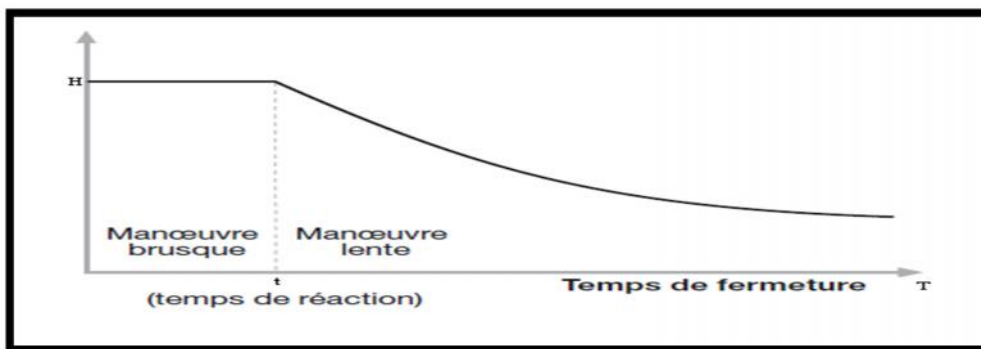


Figure. IV.10 : Lois de manœuvre d'un robinet vanne

$$V = \frac{Q_{tr} \cdot t}{2}$$

V : volume de réservoir tampon

Q_{tr} : débit transité dans la conduite

t : le temps de fermeture linéaire total de robinet vanne

IV-8 .Vérification des capacités des réservoirs de distribution

Notre travail a consisté à une simple vérification

Tableau IV.1 : Vérification de la capacité de R1000

Heures (h)	Apports (%)	Distribution (%)	Sur plus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
00 --01	0	1.5		1,5	0,45
01--02	0	1.5		1,5	-1,05
02--03	4,55	1.5	3,05		2
03--04	4,55	1.5	3,05		5,05
04--05	4,55	2.5	2,05		7,1
05--06	4,55	3.5	1,05		8,15
06--07	4,55	4.5	0,05		8,2
07--08	4,55	5.5		0,95	7,25
08--09	4,55	6.25		1,7	5,55
09--10	4,55	6.25		1,7	3,85
10--11	4,55	6.25		1,7	2,15
11--12	4,55	6.25		1,7	0,45
12--13	4,55	5		0,45	0
13 --14	4,55	5		0,45	-0,45
14 --15	4,55	5.5		0,95	-1,4
15 --16	4,55	6		1,45	-2,85
16 --17	4,55	6		1,45	-4,3
17--18	4,55	5.5		0,95	-5,25
18 --19	4,55	5		0,45	-5,7
19 --20	4,55	4.5	0,05		-5,65
20 -- 21	4,55	4	0,55		-5,1
21 -- 22	4,55	3	1,55		-3,55
22--23	4,55	2	2,55		-1
23 -- 00	4,45	1.5	2,95		1,95
Total	100%	100%			

$$V_u = \frac{a \cdot Q}{100} = \frac{(8.2 + |-5.7|) \cdot 2574}{100} = 357,79 \text{ m}^3$$

$$V_T = 357.79 + 120 = 477.79 \text{ m}^3$$

L'espace dans R1000 : $1000 - 477.79 = 522.21 \text{ m}^3$

Tableau IV.2: Vérification de la capacité de R2000

Heures	Apports(%)	Distribution(%)	Sur plus(%)	Déficit (%)	Résidu (%)
00 - 01	4.17	1.5	2.67		-13.02
01--02	4.17	1.5	2.67		-10.35
02--03	4.17	1.5	2.67		-7.68
03--04	4.17	1.5	2.67		-5.01
04--05	4.17	2.5	1.67		-2.34
05--06	4.17	3.5	0.67		-0.67
06--07	4.17	4.5		0.33	0
07--08	4.17	5.5		1.33	-0.33
08--09	4.17	6.25		2.08	-1.66
09--10	4.17	6.25		2.08	-3.74
10--11	4.17	6.25		2.08	-5.82
11--12	4.17	6.25		2.08	-7.9
12--13	4.17	5		0.83	-9.98
13 - 14	4.17	5		0.83	-10.81
14 - 15	4.17	5.5		1.33	-11.64
15 - 16	4.17	6		1.83	-12.97
16 - 17	4.17	6		1.83	-14.8
17 - 18	4.17	5.5		1.33	-16.63
18 - 19	4.17	5		0.83	-17.96
19 - 20	4.17	4.5		0.33	-18.79
20 - 21	4.17	4	0.17		-19.12
21 - 22	4.17	3	1.17		-18.95
22 - 23	4.17	2	2.17		-17.78
23 - 24	4.09	1.5	2.59		-15.61

$$V_u = \frac{a \cdot Q}{100} = \frac{(0 + |-19.12|) \cdot 1000}{100} = 191.2 \text{ m}^3$$

$$V_T = 191.2 + 120 = 311.2 \text{ m}^3$$

L'espace dans R2000 : $2000 - 311.2 = 1688.8 \text{ m}^3$

Tableau IV.3: calcul de la capacité de stockage nécessaire pour les eaux des forages de renforcement

Heures (h)	Apports (%)	Distribution (%)	Sur plus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
00 --01	0	1,5		1,5	4,5
01--02	0	1,5		1,5	3
02--03	0	1,5		1,5	1,5
03--04	0	1,5		1,5	0
04--05	2,75	2,5	0,25		0,25
05--06	5,25	3,5	1,75		2
06--07	5,25	4,5	0,75		2,75
07--08	5,25	5,5		0,25	2,5
08--09	5,25	6,25		1	1,5
09--10	5,25	6,25		1	0,5
10--11	5,25	6,25		1	-0,5
11--12	5,25	6,25		1	-1,5
12--13	5,25	5	0,25		-1,25
13 --14	5,25	5	0,25		-1
14 --15	5,25	5,5		0,25	-1,25
15 --16	5,25	6		0,75	-2
16 --17	5,25	6		0,75	-2,75
17--18	5,25	5,5		0,25	-3
18 --19	5,25	5	0,25		-2,75
19 --20	5,25	4,5	0,75		-2
20 -- 21	5,25	4	1,25		-0,75
21 -- 22	5,25	3	2,25		1,5
22--23	5,25	2	3,25		4,75
23 -- 00	2,75	1,5	1,25		6
Total	100%	100%			

$$V_u = \frac{a \cdot Q}{100} = \frac{(6+1-3) \cdot 3600}{100} = 324 \text{ m}^3$$

$$V_T = 331.12 + 120 = 444 \text{ m}^3$$

Interprétation :

Les capacités des deux réservoirs existants sont largement suffisantes pour le stockage des eaux des forages de renforcement, nous choisissons de stocker ces eaux dans le réservoir R1000 pour ne pas mélanger les eaux des forages avec les eaux du barrage.

IV-9. Calcul de la capacité de la Réservoir Tampon :

Afin d'éviter la création d'un coup de bélier important il nous faut choisir un robinet vanne avec fermeture lente.

Le robinet vanne à un temps de fermeture d'une durée de 0.75 h donc le volume résiduel du réservoir sera :

$$V = \frac{Q_0 T}{2} = \frac{180 \times 0.75}{2} = 67.5 \text{ m}^3$$

$$V_t = V + V_s + V_L$$

V_s : volume de sécurité.

$$V_s = \frac{180 \times 0.25}{2} = 22.5 \text{ m}^3$$

V_L : volume nécessaire au signal d'alarme.

$$V_L = S \cdot H$$

$$H = 10 \text{ cm}$$

$$S = (\pi \cdot D^2) / 4 = (3.14 \cdot 7^2) / 4 = 38.465 \text{ m}^2.$$

$$V_L = 38.465 \cdot 0.1 = 3.85 \text{ m}^3$$

$$V_t = 67.5 + 22.5 + 3.85 = 93.85 \text{ m}^3$$

Par sécurité, la capacité de réservoir tampon sera égale à 150 m³ pour tenir compte du temps qui s'écoulera nécessairement entre l'arrêt des groupes électropompe et le commencement de la fermeture du robinet vanne.

La hauteur optimale d'eau utile h est située entre 3 et 6 m.

On pose h=4m

Le diamètre de la cuve

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 150}{\pi \cdot 4}} = 6.18 \text{ m} \quad \text{on prend :}$$

$D = 7 \text{ m}$

Réévaluation de la hauteur d'eau h :

$$\text{AN: } h = \frac{4 \cdot 150}{3,14 \cdot 7^2} \Rightarrow \mathbf{h = 3,90 \text{ m}}$$

La section de la cuve

$$AN: S = \frac{150}{3.90} \Rightarrow S = 38.5m^2$$

Tableau IV. 4 : caractéristiques de réservoir tampon projeté

Volume (m3)	Diamètre(m)	Section de la cuve (m2)	Hauteur d'eau(m)
150	7	38.5	3.9

IV.10. Traversée des conduites dans les parois de la cuve :

Pour assurer l'étanchéité du réservoir au niveau des traversées des conduites dans les voiles ou le radier de la cuve, deux cas sont possibles :

- **1^{er} cas :** La traversée peut être faite avec un manchon à bout lisse raccordé à la conduite extérieure au moyen d'un joint de type Gibault, en cas de tassement différentiel, le mouvement n'est pas transmis au manchon. Dans ce cas l'étanchéité est assurée par un produit bitumineux reposant sur une bague de forme de "U" (figure IV.11).

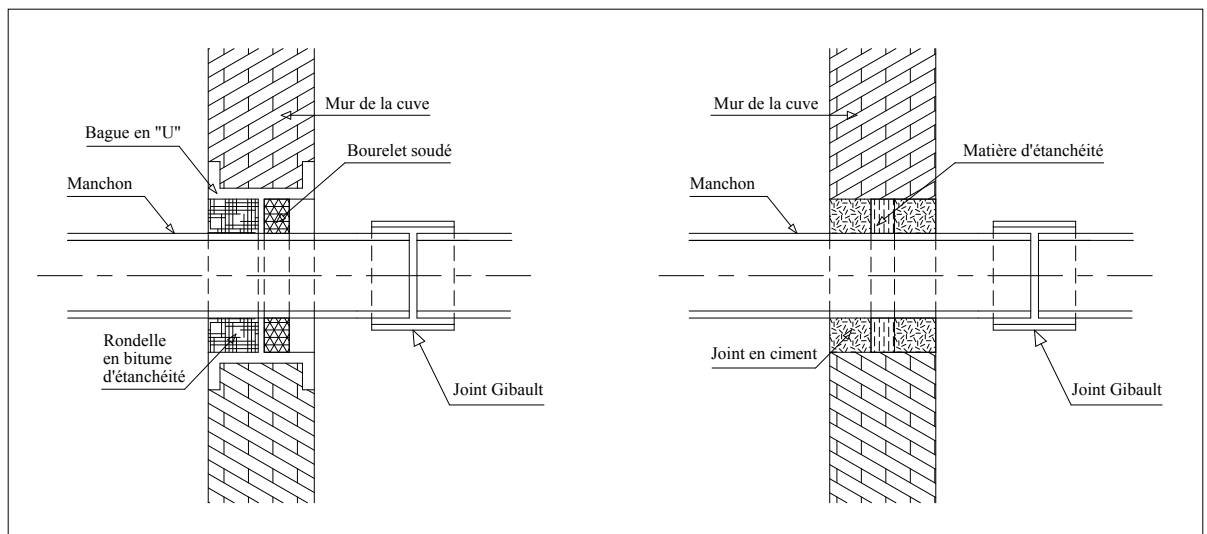


Figure IV.11 : Traversée des conduites (manchon à bout lisse)

- **2^{eme} cas :** La traversée peut être réalisée également par des gaines en fonte comportant des cannelures. La gaine comporte un rétrécissement où vient s'insérer la rondelle en caoutchouc d'étanchéité, celle-ci est coincée grâce à un écrou vissé ou clavette (figure IV.12).

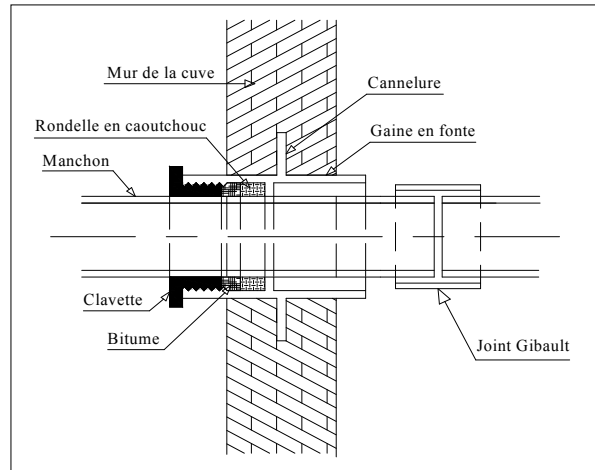


Figure IV.12 : Traversée des conduites (Gaine en fonte)

IV-11 Aménagement interne des réservoirs

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

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

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

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

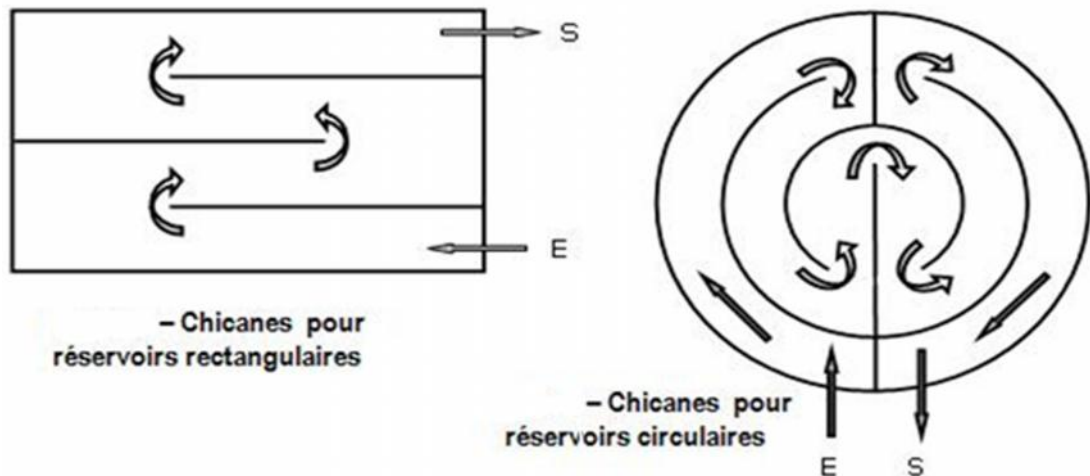


Figure IV.13 : Les chicanes dans le réservoir

IV-12- Recommandations diverses

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

Conclusion

La détermination de la capacité des réservoirs d'alimentation nous permet de savoir s'il y a intérêt de projeter un nouveau réservoir ou non, selon notre calcul nous avons trouvé une capacité de stockage nécessaire inférieure à la capacité existante, nous choisissons de stocker les eaux de notre adduction dans le réservoir de centre d'Ouled Rechache de capacité 1000m^3 qui est placé à une cote de terrain de 1209m , donc aucun réservoir de distribution sera projeté,

Néanmoins un réservoir tampon semi enterré de capacité 150m^3 devra être projeté afin d'assurer le relais de l'adduction par refoulement et l'adduction gravitaire.

CHAPITRE V

PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER

Introduction

Les changements du régime d'écoulement d'un fluide contenu à l'intérieur d'une conduite entraînent souvent de brusques variations de pression. Ces écarts seront plus importants si le fluide est un liquide et si la modification du débit a été brutale. Par rapport au régime permanent, les pressions peuvent atteindre des valeurs excessives.

La protection contre le régime transitoire doit être effectuée pour les canalisations en contact avec la terre et fonctionnent en refoulement ou en écoulement gravitaire en charge. Dans le cadre de ce chapitre, nous allons étudier d'une manière succincte les causes et les risques dus au coup de bélier, son comportement physique, les moyens de protection dans les deux cas de fonctionnement : gravitaire et refoulement.

V.1 Définition :

Le coup de bélier étant un cas particulier du régime transitoire, est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites en charge à écoulement gravitaire ou par refoulement.

On entend aussi sous le terme « coup de bélier » un écoulement non permanent du liquide accompagné des variations pratiquement sensibles de la pression qui peuvent engendrer d'énormes dommages matériels et quelques fois des pertes de vie humaines.

V.2 Les causes du coup de bélier [7]

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

1. L'ouverture ou la fermeture des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire.
2. La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement.
3. Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
4. La modification de la vitesse d'une pompe.
5. La variation d'un plan d'eau.
6. L'interruption de l'alimentation électrique dans une station de pompage qui est la cause la plus répandue du coup de bélier.

V.3 Les risques dus aux coups de bélier [7]:

En pratique les risques dus au coup de bélier sont importants.

V.3.1. Risque de forte pression :

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

V.3.2 Pression négative :

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

V.3. 3 Fatigues des conduites :

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

V.4 Moyen de protection contre le coup de bélier [7] :

Nous disons qu'il n'est pas possible de supprimer totalement l'effet du coup de bélier mais on peut arriver à limiter ceci à une valeur compatible à la résistance des installations que pour la conduite de refoulement ou autres.

Les différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier les plus utilisés sont les suivants :

V.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.

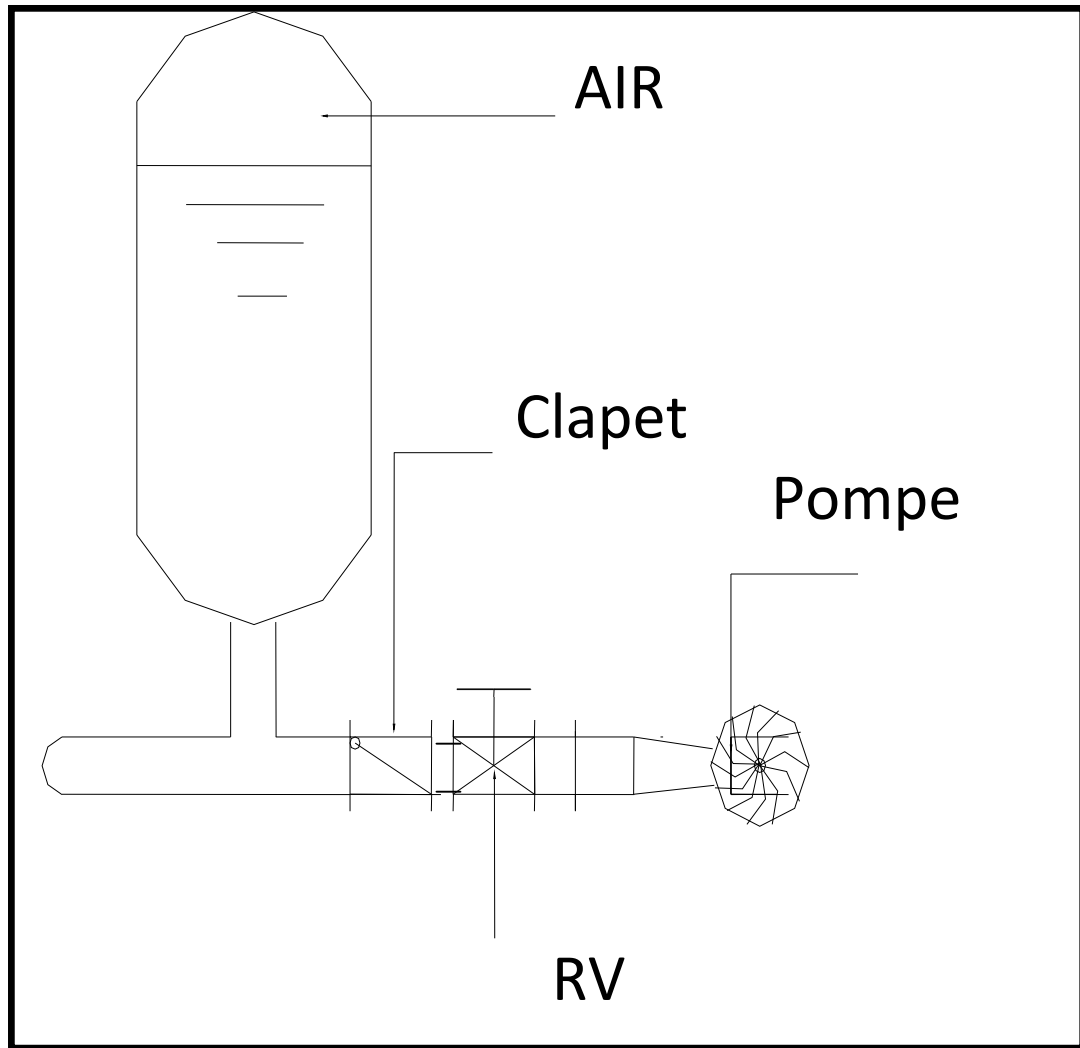


Figure V-1. Principe de disposition du réservoir d'air anti-bélier

V-4 -2 Les cheminées d'équilibre :

Les cheminées d'équilibre sont des dispositifs assez simples qui permettent de transformer les Surpressions et les dépressions en variation de hauteur de colonne d'eau.

Dans les cas refoulement sur des dénivellations importantes, l'utilisation de cheminées d'équilibre devient impraticable puisque leurs hauteurs seraient trop grandes. sur une conduite de refoulement, cependant, une cheminée peut être placée en cours de parcours pour contrer les effets de la cavitation. La hauteur de la cheminée sera alors réduite et son emplacement, Son niveau d'entretien étant réduit, ne pose pas de problème.

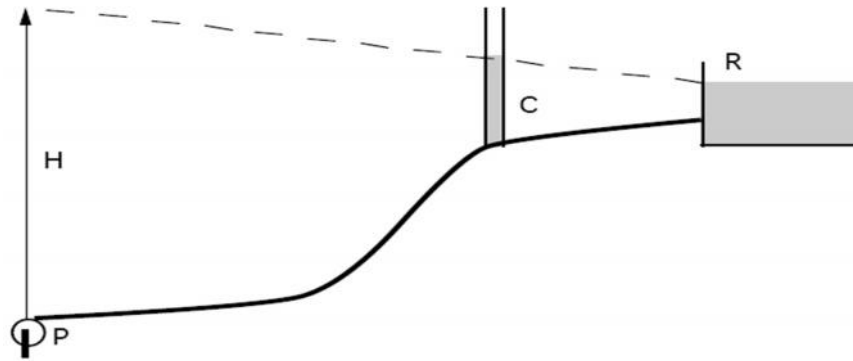


Figure V-2. : Cheminée d'équilibre sur une conduite de refoulement

V-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 libre, 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.

V-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, mais en démarrage, le groupe électropompe, avec le volant d'inertie, consomme plus d'énergie.

- Pour notre étude, nous avons choisi comme moyen de protection un réservoir d'air grâce à quelques avantages qu'il présente :
 - Intervient dans la protection contre la dépression et la surpression.
 - Simple à l'installer et facilement contrôler.
 - Choisi, pour les moyennes des grandes hauteurs de refoulement

V.5 Analyse physique du phénomène du coup de bélier[7] :

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

V.5.1 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 L est la distance entre la pompe et le

réservoir, 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.

V.4.2 Phase 02 :

En raison de son élasticité, la conduite reprend progressivement son diamètre primitif, et l'eau revient dans la conduite au bout d'un nouveau temps $(\frac{L}{a})$ soit au total $(\frac{2L}{a})$ depuis l'origine du phénomène, toute l'eau est alors redescendue mais va se trouver arrêtée par le clapet anti-retour de la pompe.

V.5.3 Phase 03 :

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.

V.5.4 Phase 04 :

Grâce à son élasticité, la conduite reprend progressivement son diamètre initial à partir du réservoir en allant vers la pompe. Les tranches d'eau successives reprennent leurs dimensions initiales au bout d'un nouveau temps $(\frac{L}{a})$, c'est-à-dire à $(\frac{4L}{a})$ depuis l'origine.

V-6 Protection des conduites de refoulement contre le coup de bélier

Remarque : Dans notre projet, nous proposons comme moyen de protection des installations, Le réservoir d'air, grâce à quelques avantages qu'il présente :

- Intervient dans la protection contre la dépression et la surpression.
- Simple à l'installer et facilement contrôlable.
- Choisi, pour les moyennes et grandes hauteurs de refoulement.

Pour la détermination du volume d'air anti-bélier il y a plusieurs méthodes mais nous choisissons la méthode de VIBERT car :

- C'est une méthode graphique simplifiée de détermination du volume d'air.
- Abstraction des pertes de charges dans la conduite.
- Non prise en compte de l'organe d'étranglement.

V.6-1. Calcul de la célérité d'onde

a) la formule publiée par B.SALAH qui tient compte de l'effet du sol sur la conduite:

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K \times 2 \times a \times (1 - \nu_m^2) \times (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) \times a \times E_s + E_m \times e_m \times (1 - \nu_s)}}} \quad (\text{V-1})$$

Avec :

C: célérité d'onde en (m/s)

K : Coefficient d'élasticité de l'eau ; $K = 2 \times 10^9$ Pascal.

ρ : Masse volumique de l'eau ; $\rho = 1000 \text{ kg / m}^3$

E_m : module de Young du matériau de la conduite ; $E_m = 1 \times 10^{11}$ Pascal. Pour

La fonte, $E_m = 1.2 \times 10^9$ Pascal pour PEHD.

E_s : module de Young du sol ; $E_s = 2 \times 10^8$ Pascal.

ν_m : coefficient de poisson du matériau. $\nu_m = 0,3$ (fonte) . $\nu_m = 0,4$ (PEHD)

ν_s : coefficient de poisson du sol entourant la conduite. $\nu_s = 0.33$

e_m : Epaisseur de la conduite (m).

a : rayon intérieur de la conduite (m).

b) Formule d'ALLIEVI

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

$$a = \frac{A}{\sqrt{B + K \frac{D}{e}}} (m/s) \quad (\text{V-2})$$

a : Célérité d'onde.

A: constante déterminé après expérience d'Allievi. $A = 9900$

B: constante déterminé après expérience d'Allievi. $B = 48.3$

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

e : épaisseur du tuyau en (m).

K : coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation.

Tableau N° V-1: valeurs du coefficient K [9]

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

Le résultat trouvé pour le calcul de la célérité d'onde est regroupé dans le tableau suivant:

Tableau N° V-2 : la célérité par la formule d'Allievi

Matériau	D_{int} (mm)	e (mm)	k	α (m/s)
Fonte ductile	250	6.8	0.59	1183
PEHD	130.8	14.6	83	351.80

Tableau N° V-3.Récapitulatif des valeurs de la célérité d'onde

Formule	Matériaux	Célérité (m/s)
ALLIEVI	PEHD	352
	Fonte ductile	1209.2
B.SALAH	PEHD	517
	Fonte ductile	1105

V -6-2. Valeur numérique du coup de bélier :

Le coup de bélier est étudié pour les deux cas :

V-6.2-1 Cas de la fermeture brusque :

T : inférieur à $\frac{2L}{a}$

La valeur numérique du coup de bélier :

$$B = \frac{aV_0}{g} \quad (\text{m}) \quad (\text{V-3})$$

Où V : vitesse moyenne d'écoulement (m/s).

g : accélération de la pesanteur $g = 9,81 \text{ m/s}^2$

V-6-2-2. Cas de la fermeture lente :

Elle est caractérisée par un temps de fermeture supérieure à $\frac{2L}{a}$ c'est-à-dire supérieure à un aller et retour d'onde la valeur du coup de bélier est donné par la formule de

MICHAUND :

$$b = \frac{2LV_0}{gT} \quad (\text{m}) \quad (\text{V-4})$$

L : la longueur de la conduite (m).

Remarque :

La formule de **MECHAUD** n'est valable que pour une loi de fermeture correspondant à une variation linéaire du débit loi qui est rarement réalisée en pratique.

Pour les conduites de refoulement il est possible d'avoir comme valeur de la pression dans une conduite :

Cas de la surpression :

$$H_{\max} = Hg + \frac{aV_0}{g} \quad (\text{m}) \quad (\text{V-5})$$

Cas de la dépression :

$$H_{\min} = Hg - \frac{aV_0}{g} \quad (\text{m}) \quad (\text{V-6})$$

Comme valeur minimal.

Tableau N° V-4 : Valeur numérique de coup de bélier

	$H_g(\text{m})$	$B(\text{m})$	$H_{\max}(\text{m})$	$H_{\min}(\text{m})$
Fonte	121,17	80.12	201,29	41,05
PEHD	147,86	70.62	218,48	77.24

V-6-3. Calcul simplifié des réservoirs d'air

Le calcul est basé sur l'abaque de VIBERT (ANNEXE 2) qui donne le volume U_0 de l'air contenu dans la cloche sous régime de marche à la vitesse V_0 .

En marche normal les caractéristiques de l'air dans le réservoir sont données par Z_0 , Z_{\max} et Z_{\min}

Z_0 : pression absolue (hauteur géométrique+10m).

Z_{\max} : pression absolue relative à la surpression.

Z_{\min} : pression absolue relative à la dépression.

L'expression donnant U_0 est la suivante:

$$U_0 = \frac{V_0^2}{2g} \frac{L * S}{Z_0 f(Z/Z_0)} \quad (\text{V-07})$$

U_0 : volume d'air (m^3);

V_0 : vitesse initiale de l'écoulement (m/s);

L : longueur de la conduite de refoulement (m);

S : section de la conduite de refoulement (m^2);

Z_0 : hauteur de pression absolue dans le réservoir en régime normal (permanent) (m);

Z : hauteur de pression dans le réservoir après fonctionnement de phénomène transitoire (m).

$$f\left(\frac{Z}{Z_0}\right) = \frac{Z_0}{Z_{\min}} - 1 - \log\left(\frac{Z_0}{Z_{\min}}\right) \quad (\text{V-08})$$

La charge tenant compte du coup de bélier :

$$Z = Hg + \frac{a * V_0}{g} \quad (\text{V-09})$$

V_0 : vitesse moyenne de refoulement en (m/s).

g : l'accélération de pesanteur.

1. La charge statique absolue:

$$Z_0 = Hg + 10 \quad (\text{V-10})$$

2. La charge maximale absolue:

$$Z_{\max} = Z_0 + \frac{a * V_0}{g} \quad (\text{V-11})$$

$$D'où : \left. \begin{array}{l} \frac{Z_{\max}}{Z_0} \\ h_0 = \frac{V_0^2}{2 * g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Abaque de VIBERT} \Rightarrow \frac{U_0}{LS}; \frac{Z_{\min}}{Z_0}$$

(voir annexe)

$$U_0 * Z_0 = U_{\max} * Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{\min}}{Z_0}} \quad (V.12)$$

U_{\max} : volume du réservoir d'air.

Les caractéristiques de l'adduction de refoulement sont représentées dans le tableau N° V-5

Tableau N° V-5: La caractéristique de conduit de refoulement.

matériau	α (m/S)	D_{INT} (mm)	S (m ²)	V (m/S)	L (m)	H _g (m)
FONTE DUCTILE	1209.2	250	0.049	0.65	5665	121,17
PEHD	517	130.8	0.0134	1.34	1345	147,86

Alors la charge en tenant compte du coup de bélier :

Pour le tronçon en fonte ductile

$$H_g + \frac{a.V_0}{g} = 121.17 + \frac{1209.2 * 0.65}{9.81} = 201.29 \text{ m}$$

➤ La charge maximale absolue :

$$Z_{\max} = 201.29 + 10 = 211.29 \text{ m}$$

➤ La charge statique absolue :

$$Z_0 = H_g + 10 = 131.17 \text{ m}$$

$$h_0 = \frac{V_0^2}{2g} = \frac{0.65^2}{9.81 * 2} = 0,022 \text{ m}$$

$$D'où : \frac{h_0}{Z_0} = \frac{0.022}{131.17} = 1.68 * 10^{-4}$$

$$\frac{Z_{\max}}{Z_0} = \frac{201.29}{131.17} = 1.53$$

À partir de l'abaque de VIBERT (voir annexe .2)

$$\Rightarrow \frac{U_0}{LS} = 2.2 * 10^{-3}$$

$$\Rightarrow \frac{Z_{\min}}{Z_0} = 0.68 \text{ -----} \rightarrow Z_{\min} = 131.17 * 0.68 = 89.2 \text{ m}$$

Application :

$$U_0 = L * S * 2.2 * 10^{-3} = 0.61 \text{ m}^3$$

$$U_0 = 0.61 \text{ m}^3$$

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

$$U_{\max} = U_0 * (Z_0 / Z_{\min}) = 0.9 \text{ m}^3$$

$$U_{\max} = 0.90 \text{ m}^3$$

En tenant compte de la sécurité nous prenons $U_{\max} = 950$ litre d'air

Le volume normalisé : 1000 litre

Pour le tronçon en PEHD

$$H_g + \frac{a.V_0}{g} = 147.86 + \frac{517 * 1.34}{9.81} = 218.48 \text{ m}$$

➤ La charge maximale absolue :

$$Z_{\max} = 218.48 + 10 = 228.48 \text{ m}$$

➤ La charge statique absolue :

$$Z_0 = H_g + 10 = 157.86 \text{ m}$$

$$h_0 = \frac{V_0^2}{2g} = \frac{1.34^2}{9.81 * 2} = 0,092 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } \frac{h_0}{Z_0} = \frac{0.092}{157.86} = 5.83 * 10^{-4}$$

$$\frac{Z_{\max}}{Z_0} = \frac{228.48}{157.86} = 1.45$$

à partir de l'abaque de VIBERT (voir annexe .2)

$$\Rightarrow \frac{U_0}{LS} = 1 * 10^{-2}$$

$$\Rightarrow \frac{Z_{\min}}{Z_0} = 0.72 \text{ -----} \rightarrow Z_{\min} = 157.86 * 0.72 = 113.66 \text{ m}$$

Application :

$$U_0 = L * S * 1 * 10^{-2} = 0.180 \text{ m}^3$$

$$U_0 = 0.180 \text{ m}^3$$

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

$$U_{\max} = U_0 * (Z_0 / Z_{\min}) = 0.18 * (157.86 / 113.66) = 0.250 \text{ m}^3$$

$$U_{\max} = 0.250 \text{ m}^3$$

En tenant compte de la sécurité nous prenons $U_{\max} = 300$ litre d'air.

Le volume normalisé : 300 litre

V-7 . Etude du coup de bélier dans la conduite la conduite gravitaire

Pour la protection de la conduite gravitaire contre le phénomène du coup de bélier, nous calculons le temps d'aller et retour de l'onde dans l'adduction gravitaire. Cette dernière peut nous provoquer des surpressions et des dépressions néfastes pour la tenue de la conduite.

Pour maintenir l'état de la conduite nous choisissons un RV (robinet vanne) qui sera placé à l'extrémité aval de la conduite d'adduction gravitaire et dont la loi de manœuvre doit se réaliser en un temps largement supérieur au temps d'aller -retour T_r de l'onde.

- *Détermination du temps de fermeture :*

Dans ce qui suit nous allons déterminer le temps de fermeture de la vanne, pour lequel la surpression maximum sera inférieure au coup de bélier. L'onde réfléchie atteint la vanne au bout d'une durée de temps « T_r » qui est :

$$T_r = \frac{2 * L}{c} \tag{V.13}$$

T_r : Le temps d'aller-retour de l'onde de déformation (s) ;

L : longueur de la conduite gravitaire (8039m).

Tableau N° V-6 : Les caractéristiques de la conduite gravitaire

Q (m ³ /s)	D _N (mm)	L(m)	e(mm)	V ₀ (m /s)	Hg= h(m)
0.05	250	2627	6.8	1.02	159
	200	5412	6.3	1.59	

* Les ondes de surpression et de dépression sont caractérisées par une vitesse de propagation donnée par la formule N° (V -1) publiée par B.SALAH qui tient compte de l'effet du sol sur la conduite

Application numérique:

La célérité moyenne $c = (1134.5+1105) /2=1119.75\text{m/s}$

Selon la formule V.13 $T_r=(2\times 8039) /1119.75 = 15\text{s}$

*Détermination de la valeur de surpression et de dépression

La valeur maximale de la surpression et de la dépression est donnée par les relations

Suivantes :

$$\Delta H_{\max} = \frac{c \cdot V_0}{g} = \frac{1119.75 \cdot 1.31}{9.81} = 149.5\text{m} \quad (\text{V.14})$$

➤ La surpression

$$H_s = H_g + \Delta H_{\max} \quad H_s = 155 + 149.5 = 304.5 \text{ m} \quad (\text{V.15})$$

➤ La dépression

$$H_d = H_g - \Delta H_{\max} \quad H_d = 155 - 149.5 = 5.5 \text{ m} \quad (\text{V.16})$$

V_0 : La vitesse d'écoulement en régime normal (m/s) ;

g : L'accélération de la pesanteur (9,81 m²/s) ;

H_g : La hauteur géométrique.

- *Fermeture lente d'une vanne*

Lorsque la durée de la fermeture est longue que $t_r = 2L/c$ les ondes réfléchies peuvent retourner à la vanne avant que celle-ci, soit complètement fermée et y réduire l'accroissement de la pression.

Conclusion:

A travers ce chapitre nous avons vu la présentation du régime transitoire suite à un arrêt de pompe, ainsi que la description physique du phénomène du coup de bélier et en fin la surpression et la dépression en valeurs majorants pour le cas refoulement et gravitaire.

Pour les conduites de refoulement, deux réservoir anti bélier sera projeté de capacité 1000 et 300 litre déterminé par la méthode simplifiée de VIBERT .

Pour la partie gravitaire un robinet vanne à fermeture lente sera installé à l'extrémité aval de la conduite.

CHAPITRE VI

ORGANISATION DE CHANTIE ET PROTECTION ET SECURUTE DE TRAVAILLE

Introduction

Ce chapitre a une importance non négligeable tant du point de vue économique que social.

VI.1 /Organisation de chantier

VI.1 .1 .but de l'organisation de chantier

Le but de l'organisation de chantiers est, à cet effet, de réaliser des projets dans des délais courts et à moindres coûts.

- Les étapes à utiliser sur les chantiers pour la réalisation d'un réseau d'alimentation en eau potable (A.E.P) sont :
 - Implantation des traces des tranchées sur le terrain.
 - Excavation des tranchées.
 - Pose des conduites.
 - Epreuve de joint et de canalisation.
 - Remblaiement des tranchées.

VI.1 .2 .Implantation de la trace des tranchées sur le terrain

a) Matérialisation :

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

La direction des axes et leurs extrémités est ainsi bien déterminée.

b) Nivellement :

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

VI.1 .3 .Excavation des tranchées :

Cette opération se divise en deux étapes :

a) Enlèvement de la couche végétale :

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

b) .Excavation :

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

- Pour garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs.

- Pour protéger la canalisation contre le gel.

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

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

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

- La profondeur de la tranchée « H_{tr} »
- La largeur de la tranchée « b »
- La largeur en miroir « B »

VI.1.3 -1 La profondeur (H_{tr}) :

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

Elle est donnée par la relation suivante :

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

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

D : diamètre de la conduite (m).

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

On prend : $h=1$ m.

h_1 : épaisseur du lit de pose $h_1 = 0,1$ m.

D'où : $H_{tr} = 1,1 + D$ (m)

VI.1.3.2 Largeur de fond de la tranchée :

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

$$b = D + 0,6 \text{ (m)} \dots\dots\dots(VI-2)$$

b : largeur de la tranchée (m)

D : diamètre de la conduite (m).

VI.1.3.3 Largeur en miroir de la tranchée :

$$B = b + 2 * m * H_{tr} \dots\dots\dots(VI-3)$$

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

b : largeur du fond du tranchée (m) ;

m : coefficient du talus.

VI.1.3.4. Choix du coefficient du talus

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

Tableau N° VI.1 : choix du coefficient du talus.

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

Remarque : Dans notre cas le sol est limon sableux.

VI.1.3.5 .Section transversale de la tranchée

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

$$Str = H_{tr} \times b + m \times H_{tr}^2 \dots\dots\dots(VI-4)$$

Htr : profondeur total de la tranchée (m) ;

b : largeur du fond du tranchée (m) ;

m : coefficient du talus.

VI.1.4 Choix de l'excavateur et le procédé d'excavation :

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

VI. 1.4 .1 Pelle équipée en rétro :

Les aptitudes de la pelle en rétro sont :

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

VI .1.4.2 Pelle équipée en butée :

Les caractéristiques de la pelle en butée sont :

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

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

Celle-ci doit satisfaire les conditions ci-dessous :

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

VI .1.4.2.1 Calcul de volume de déblai

Tableau N°VI.2: calcul du volume de déblai

Tronçon	Refoulement		Gravitaire	
	D _{ex} (mm)	263.6	160	263.6
L(m)	5665	1345	2627	5412
H _{tr} (m)	1.364	1.26	1.364	1.313
b(m)	0.864	0.76	0.864	0.813
B(m)	1.546	1.39	1.546	1.47
S _{tr} (m ²)	1.64	1.35	1.64	1.5
V _d (m ³)	9290.6	1815.75	4308.28	8118
V _d total (m ³)	23532.63			

A travers ces volumes calculés, nous déterminons la capacité des godets pour nos pelles.

Tableau N°VI .3: Capacité du godet en fonction du volume de terrassement

volume du terrassement par une pelle (m ³)	≤10000	≥10000	>20000	>100000
capacité du godet (m3)	0.25-0.35	0.5-0.65	1-1.25	1.5

- *Le tronçon forage D1 réservoir tampon:* on opte pour une pelle avec une capacité du godet égale à 0.3 m³.
- *Le tronçon forage SN3 réservoir tampon :* on opte pour une pelle avec une capacité du godet égale à 0.25 m³.
- *Le tronçon réservoir tampon réservoir ouled rechache :* on opte pour une pelle avec une capacité du godet égale à 0.6 m³.

VI.1.4.2.2 .Rendement d’exploitation des pelles choisie :

Le rendement de la pelle est donné par la relation (VI-5)

:

$$R_p = \frac{3600 \times q \times K_r \times K_t}{T_c \times K_f} \quad (m^3/h) \dots\dots\dots(VI-5)$$

Avec

- q : capacité du gobet (m³).
- K_r : coefficient de remplissage du gobet K_r = 0,8 - 0,9 on prend K_r = 0,8
- K_t : coefficient d'utilisation du temps dépend de la nature du sol et de l'habilité du Conducteur: K_t = 0,7- 0,9 prenons K_t = 0,8
- K_f : coefficient de foisonnement du sol K_f = 1,2.
- T_c : la durée d'un cycle de remplissage du gobet T_c = (15-30) s, on prend T_c = 20 s.

Si on prend une durée de travail de 8 heures par jour.

Tableau N°VI .4 : Rendements des pelles

tronçon	D1-R _{tam}	SN3-R _{tam}	R _{tam} -R _{o.Rech}
q (m ³).	0.3	0.25	0.6
R _p (m ³ /h)	28.8	24	57.6
R _p (m ³ /j)	230.4	192	460.8

VI.1.4.2.3 La durée d'excavation :

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

$$T = \frac{V}{R_p} = \text{jours} \dots\dots\dots(VI-6)$$

V : volume du sol excavé (m³)

R_p : rendement du godet en jour (m³/jour).

Tableau N°VI .5 : durées d'excavation.

tronçons	D1-R _{tam}	SN3-R _{tam}	R _{tam} -R _{o.Rech}
Volume de déblai (m ³)	9290.6	1815.75	12426.28
Rendement du godet (m ³ /j)	230.4	192	460.8
Durée d'excavation (j)	41	10	27
Total(j)	78		

VI.1.4.3. Le volume des remblais

Le volume des remblais est : $V_R = V_D - V_c - V_s$

Avec :

V_D : volume du déblai (m²)

V_c : volume de la conduite (m²)

V_s : volume du lit de sable (m²).

VI.1.4.3.1. Calcul de volume des conduites

Tableau N°VI .6 : volume des conduites

tronçons	D1-R _{tam}	SN3-R _{tam}	R _{tam} -R _{o.Rech}	
Diamètre (mm)	263.36	160	263.36	212.6
Surface (m²)	0.054	0.02	0.054	0.035
Longueur (m)	5665	1345	2627	5412
Volume(m³)	305.91	26.9	141.86	189.42

VI.1.4.3.2 .Calcul de volume du lit de sable

$V_{lit} = L_{tr} * S_{lit}$

$S_{lit} = e \times b + m \times e^2$

.....(VI-7)

V_{lit} : volume de lit de sable.

S_{lit} : section de lit de sable.

e: épaisseur de lit de sable (0.1m).

b: largeur de fond de la tranchet.

Tableau N°VI .7 : Volume de lit de sable

tronçons	D1-R _{tam}	SN3-R _{tam}	R _{tam} -R _{o.Rech}
$V_{lit} (m^3)$	503.6	105.58	688

Le calcul de volume de remblai est représenté dans le tableau N°VI.8

Tableau N°VI.8: calcul du volume du remblai.

tronçons	D1-R _{tam}	SN3-R _{tam}	R _{tam} -R _{o.Rech}
$V_{remb} (m^3)$	7824.85	1663.09	11407
Total (m³)	20895		

VI.1.5. Calcul des coûts des travaux :**Tableau VI.9:** Coût des travaux de l'adduction.

N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Déblais	m ³	23532.63	300,00	7059789
2	Lit de sable	m ³	1297	800,00	1037600
3	La conduite	m	15049	2916,25	43886646,25
4	Remblais compacté	m ³	20895	400,00	8358000
				Montant	60342035,3

VI.1.6. Les Engins :

Le matériel utilisé pour les chantiers est le matériel classique des chantiers de travaux publics. L'utilisation de gros engins mécaniques a réduit considérablement le prix et le temps des terrassements dont l'incidence, dans la construction des chantiers, se trouve ainsi sensiblement diminuée.

Les engins que nous allons utiliser sont :

- Une pelle hydraulique ;
- Un dozer ;
- Un chargeur ;
- Un vibreur du sol pour le compactage des fouilles et des tranchées.

VI.1.6.1. Pelle hydraulique :

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les terrains même durs : marnes compactes, conglomérats, pour le chargement des roches débitées, exploitation des carrières notamment.

La pelle peut porter divers équipement qui en font un engin de travail à plusieurs fins :

- Godet normal pour travail en butée.
- Godet rétro pour travail en fouille et en tranché.
- Godet niveleur pour travail de décapage ou de nivelage.
- Benne preneuse pour terrassement en fouille ou déchargement de matériaux (sable, pierres...).
- Dragline pour travail en fouille.

Pour une pelle équipée en rétro ou pelle hydraulique le godet est porté par un bras simplement articulé et actionner par des vérins hydraulique.



Figure VI.1 : Pelle hydraulique

La capacité normale de retro-fouilleur est de 300 à 1300 litres. Ce sont des engins à capacité relativement faible car il est rare d'avoir à exécuter à la pelle fouilleuse de très gros terrassement.

VI.1.6.2. Compacteur (vibrateur de sol)

C'est un engin peu encombrant, composé de deux petits cylindres d'environ 30 cm de diamètre muni d'un guidon. Cet engin sert au compactage des remblais des surfaces étroites telles que les fouilles des semelles, les casiers entre ceintures inférieures du bâtiment et les tranchées.



Figure. VI.2 : Compacteur Mono



Figure. VI.3 : Compacteur manuel (pilonneuse)

VI.1.6.3. Chargeur

C'est un tracteur à pneus muni de godet de chargement et de déchargement à l'avant, on l'utilisera pour remblayer les fouilles, les casiers et la tranchée après pose de la conduite.



Figure VI.4 : Chargeur

VI.1.6.4. Les Dozers :

Les tracteurs niveleurs à chenilles (dozer) se sont répandus dans tous les pays du monde depuis les années 1940-45. Leur silhouette est devenue familière sur de très nombreux chantiers et de nombreux conducteurs se sont exercés à la conduite de ces engins. Ainsi tout terrassement doit commencer par le décapage de la terre végétale ou couche supérieure du sol qui contient des débris végétaux; ce résultat est pratiquement obtenu au cours de la déforestation.

Le bulldozer est une pelle niveleuse montée sur un tracteur à chenille ou à pneus. L'outil de terrassement est une lame profilée portée par deux bras articulés qu'un mécanisme hydraulique permet d'abaisser ou de lever.

Si la lame est en position basse l'engin fait des terrassements par raclage avec une profondeur de coupe de 20 à 30cm.

En mettant la lame en position intermédiaire, on peut régaler des tas de déblais en couche d'épaisseur de 20 à 30cm également.

La position haute est une position de transport (hauteur de la lame au-dessus du sol de 75cm à 1m).



Figure VI.5 : Bulldozer

VI.1.7 Aménagement du lit de pose des conduites :

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

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

VI.1.8 Epreuve de joint et de la canalisation :

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

VI.1.9. Pose de canalisation :

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

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

VI.1.9.1.Principe de pose de canalisations :

Le levage et la manutention de tuyaux, les travaux dans les tranchées, sont des opérations dangereuses. Grâce aux instructions suivantes, la qualité des tuyaux et raccords ne sera pas détériorée lors de la pose et l'emboîtement et la procédure d'emboîtement ne sera pas compromise. Il est essentiel que ces opérations soient réalisées par un professionnel maîtrisant les procédures.

Les tuyaux doivent être manipulés avec soin, selon les recommandations du fabricant. Ils doivent être placés dans la tranchée avec un plan adapté à leur poids. Une grue mobile ou un ensemble bien conçu de chèvres à haubans peut être utilisé. Le positionnement des élingues doit être vérifié lorsque le tuyau se trouve juste au-dessus de la tranchée pour garantir un bon équilibre.

Toutes les personnes doivent libérer la section de tranchée dans laquelle le tuyau est posé.

Tous les débris liés à la pose doivent être retirés de l'intérieur du tuyau avant ou juste après la réalisation d'un emboîtement. Ceci peut être effectué en faisant passer un goupillon le long du tuyau ou à la main, selon le diamètre. En dehors des opérations de pose, un bouchon temporaire doit être solidement appliqué sur l'extrémité ouverte de la canalisation. Cela peut faire flotter les tuyaux en cas d'inondation de la tranchée, auquel cas les tuyaux doivent être maintenus au sol par un remplissage partiel de la tranchée ou par étayage temporaire. Dans le cas où les tuyaux sont livrés avec des bouchons aux extrémités, ces derniers devront être récupérés par le maître d'œuvre pour recyclage après pose.

Une conduite doit être toujours posée avec une légère pente afin de créer des points bas pour la vidange, et des points hauts pour l'évacuation de l'aire entraînée soit lors du remplissage de la conduite soit pendant le fonctionnement. On adopte en conséquence un tracé en dents de scie avec des pentes de quelques millimètres par mètre et des changements de pente tout les 200 à 400 m.

Les canalisations doivent être éloignées lors de la pose de tout élément dure d'environ 10 m, de 30 cm des câbles électriques et de 60 cm des canalisations de gaz.

VI.1.9.2. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire

La canalisation est posée dans une tranchée ayant une largeur minimale de 60 cm. Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur de 15 à 20 cm convenablement nivelé. Avant la mise en fouille, on possède à un triage de conduite de façon à écarter celles qui ont subies des chocs, des fissures, ..., après cela on pratique la décente en lit soit manuellement soit mécaniquement d'une façon lente. Dans le cas d'un soudage de joints, cette opération doit être faite de préférence en fond de tranchée en calant la canalisation soit avec des butées de terre soit avec des tronçons de madriers en bois disposés dans le sens de la longueur de la tranchée.

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints doit toujours avoir lieu avec remblaiement. L'essai consiste au remplissage de la conduite par l'eau sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 min environ, la diminution de la pression ne doit pas excéder 0,2 Bars.

VI.1.9.3. Pose de canalisation dans un mauvais terrain :

Si le terrain est de mauvaise qualité on peut envisager quelques solutions :

a) Cas d'un terrain peu consistant :

Pour éviter tout mouvement de la canalisation ultérieurement, celle-ci doit être posée sur une semelle en béton armé ou non avec interposition d'un lit de sable. La semelle peut être continue ou non en fonction de la nature du sol. Dans le cas où la canalisation repose sur des tasseaux, ces derniers doivent être placés plus proches des joints et soutenus par des pieux enfoncés jusqu'au bon sol (figure VI.6).

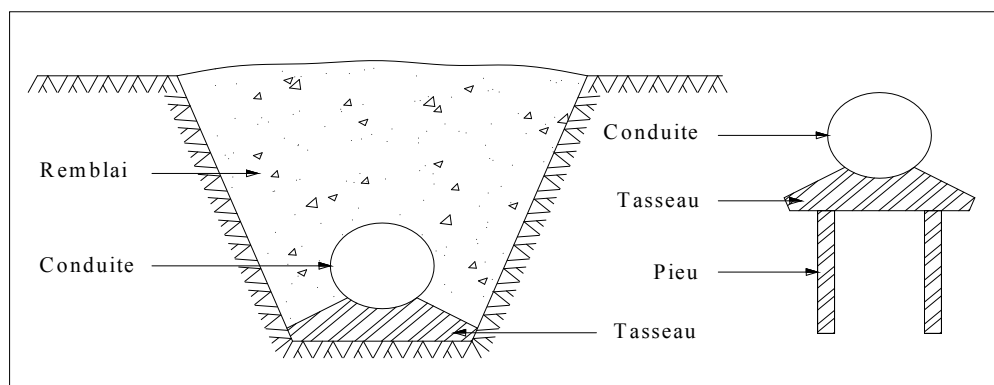


Figure VI.6 : Pose de conduites dans un terrain peu consistant.

b) Cas d'un terrain agressif :

La protection des conduites enterrées en fonte, contre les phénomènes de corrosion, est à réaliser par une manche en film de polyéthylène (figure VI.7) lorsque le terrain présente de sulfures, de sulfates ou de chlorures.

La manche en polyéthylène d'une certaine ampleur drape la canalisation et doit la plaquer au maximum. La totalité du pli, dont l'extrémité est toujours dirigée vers le bas, se situe dans la partie supérieure de la canalisation. La manche est maintenue par des bandes adhésives ou des colliers souples à agrafage automatique à raison de 4 par tuyau. Les manches successives sont posées avec un recouvrement minimal de 0,30 m .



Figure VI.7: Pose de conduites dans un terrain agressif.

VI.1.9.4. Pose de canalisation en galerie

Dans certains cas le tracé de la canalisation peut rencontrer des obstacles qui nous obligent à placer la conduite dans une en galerie.

Les conduites de diamètre important (sauf aqueducs) doivent être placées sur des madriers (bois de chêne) et calées de part et d'autre pour éviter leur mouvement.

Les canalisations de petit diamètre peuvent être placées dans un fourreau de diamètre supérieur et reposant sur des tasseaux en béton. Les robinets vannes sont placés dans des regards implantés de part et d'autre de la route.

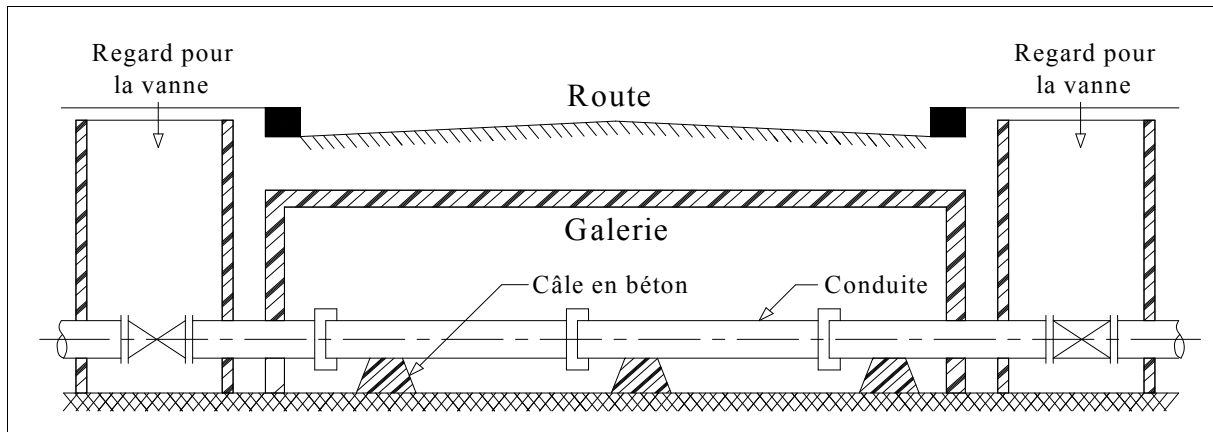


Figure VI.8 : Pose de canalisation en galerie

• **Traversée d'une rivière :**

La pose de canalisation à la traversée d'une rivière demande certains travaux confortatifs en fonction de l'état de la traversée et de l'importance de l'adduction. L'existence d'un pont-route servira également de support pour la canalisation, ou celle-ci sera accrochée au tablier.

Dans le cas où le pont-route n'existe pas la canalisation pourra suivre le lit de rivière, posée sur des ouvrages spéciaux (Tasseaux par exemple) et couverte de tout-venant pour être protégée contre les chocs (Dus à la navigation par exemple).

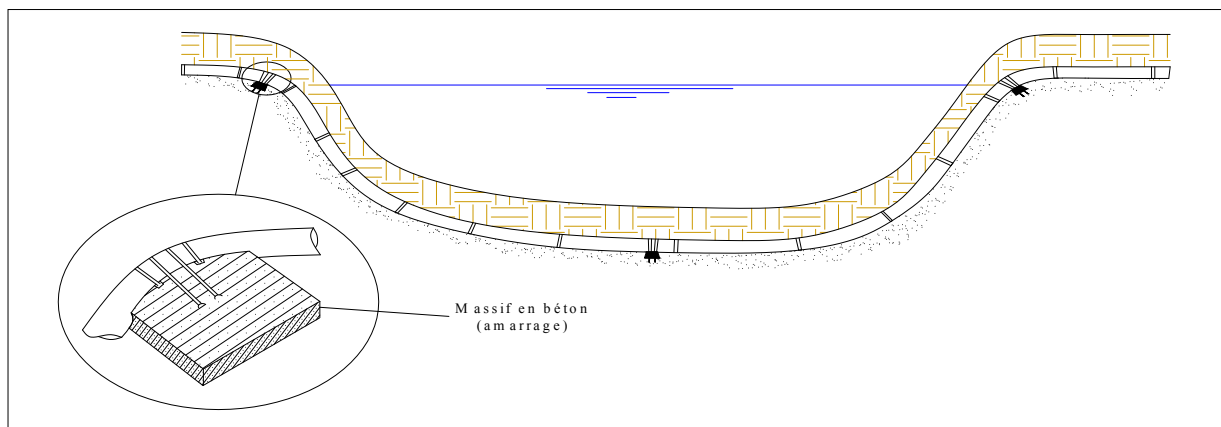


Figure VI.9 : traversée d'une rivière

VI.1.10. Remblaiement de la tranchée :

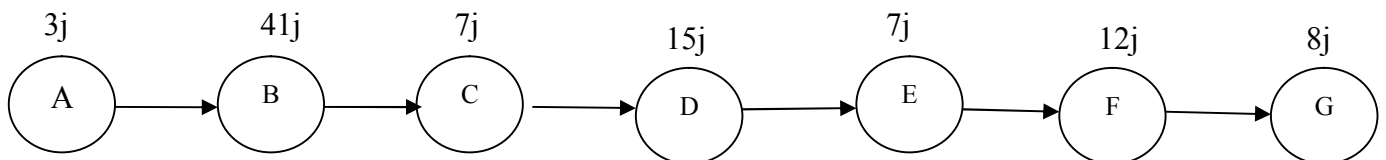
Une fois les épreuves réussies, la mise en place du remblai bien tassée doit être effectuée manuellement on utilisant la terre des déblais (tout élément indésirable étant exclu)

VI.1.11. Planification des travaux**VI.1.11.1. Définitions des tâches et leurs durées****Tableau VI.10** : Temps de réalisation des opérations de l'adduction

Notation	Opération	Durée (jour)
A	Piquetage	3
B	Excavation de la tranchée	41
C	Lit de sable	7
D	Pose de conduite	15
E	Epreuve de joint et de la canalisation	7
F	Remblais	12
G	Compactage	8

VI.1.11.2. Construction du réseau :

Le réseau à nœud de ces tâches est représenté comme suit :

**Figure VI.10** Réseaux à nœuds

Le délai de la réalisation est de 93 jours avec trois (3) équipements travaillant en même temps.

VI .2.protection et sécurité de travail

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

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

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

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

VI .2 .1/Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique :

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

VI.2.1.1 Facteurs humains :

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

VI.2.1.2 Facteurs matériels :

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

Durant chaque phase de la réalisation d'un projet en alimentation en eau potable, le risque de produire un accident est éventuellement ouvert, soit dans la phase des travaux de terrassement, soit dans la réalisation des travaux de bétonnage, soit dans les installations électriques ou des installations sous pressions soit après la finition du projet (travaux d'entretien des pompes, des installations, etc.).

VI.2.2. Liste des conditions dangereuses :

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

VI.2.3 Liste des actions dangereuses :

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

VI.2.4 Mesures préventives pour éviter les causes des accidents :

VI.2.4.1 Protection individuelle :

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

VI.2.4.2 Autres protections :

- Toute tranchée creusée en agglomération ou sous route sera protégée par une clôture visiblement signalée de jour comme de nuit (chute de personnes et d'engins).
- Prévenir les concernés avant d'entreprendre des travaux d'excavations des tranchées et vérifier la stabilité du sol.
- Climatisation des surcharges en bordure des fouilles.
- Les travailleurs œuvrant à la pioche ou la pelle sont tenus à laisser une distance suffisante entre eux.

VI.2. 4. 3 Protection collective :**VI. 2. 4.3.1 Equipement de mise en œuvre du béton :**

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

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

VI.2. 4.3. 2 Engin de levage :

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

- Affecter du personnel compétent.
- Procéder aux vérifications périodiques des engins selon la notice du constructeur.
- Délimiter une zone de sécurité autour des engins de levage et en particulier à éviter tout stationnement sous une charge levée.

VI.2.4.3.3. Appareillage électrique :

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

Conclusion

Dans ce chapitre on a déterminé le délai de la réalisation de projet et le cout total des travaux, tenir compte la sécurité des travailleur et dans les bonnes conditions, selon notre calcul nous avons trouvé un délai de 93 jours, avec trois équipements.

A la fin, on peut dire que n'importe quel projet soit réalisé dans des bonnes conditions à temps et assez économique possible, il faut bien faire appel à toutes les connaissances que contient l'organisation de chantier et protection et sécurité de travail.

Conclusion générale

En conclusion générale et dans le but de remédier au problème d'approvisionnement en eau potable de la ville Zoui, nous avons dimensionné les ouvrages de l'adduction d'eau à partir des deux forages D1 et SN3 et arrivant au réservoir de distribution à l'amont de la zone d'étude.

Les deux forages D1 et SN3 seront équipés des groupes électropompes immergés CAPRARI de type S8S64/5I + MCS880-8Z et S6S64-6/12A + MEHS650 respectivement.

La conduite de refoulement reliant le forage D1 au réservoir tampon sera en fonte ductile de diamètre 250mm avec PN 16, la deuxième conduite de refoulement reliant le forage SN3 au réservoir tampon sera en PEHD de diamètre 160 mm avec PN 16, le réservoir tampon est de 150m³ de capacité et de 7m de diamètre. La conduite gravitaire en Fonte ductile sera composée de deux conduites en série de diamètres respectifs de 250 et 200mm avec PN 16. cette conduite reliera le réservoir tampon au réservoir de distribution existant de 1000m³.

Pour le bon fonctionnement de notre système d'adduction nous avons proposé les accessoires adéquats tel que les réservoirs d'air et le robinet vanne à fermeture lente.

Les opérations nécessaires à la réalisation de cette adduction sont programmées en une durée de 93 jours, pendant laquelle les dispositions de la sécurité des employés sur le chantier, doivent être prises.

En fin, nous pouvons dire que nous avons contribué à l'étude de l'approvisionnement en eau potable de la ville de Zoui à partir des eaux souterraines et nous recommandons aux services concernés le suivi, le contrôle et l'entretien continus de tous les ouvrages pour une alimentation continue des habitants jusqu'à à l'horizon future 2035.

BIBLIOGRAPHIE

[1] : **A .DUPONT** « hydraulique urbaine», Tome II.1981 Eyrolles (Paris).

[5] : **I.ABDI** «Etude du transfert du barrage de Boussiaba (W.Jijel) vers le barrage de Beni Haroun (W.Mila) »M .F.E, ENSH Promotion 2011.

[7] :**M.MEUNIER** « les coups de bélier et la protection des réseaux d'eau sous pression » ,1950 Dunod (Paris) .

Polycopies des cours

[2] : **B.SALAH** « polycopie de cours : détermination du diamètre économique», ENSH, Blida.

[3] : **W.MOKRANNE** « cours système de pompage » ENSH, Blida.

[4] : **O.KHODJET** « cours turbomachine » ENSH, Blida.

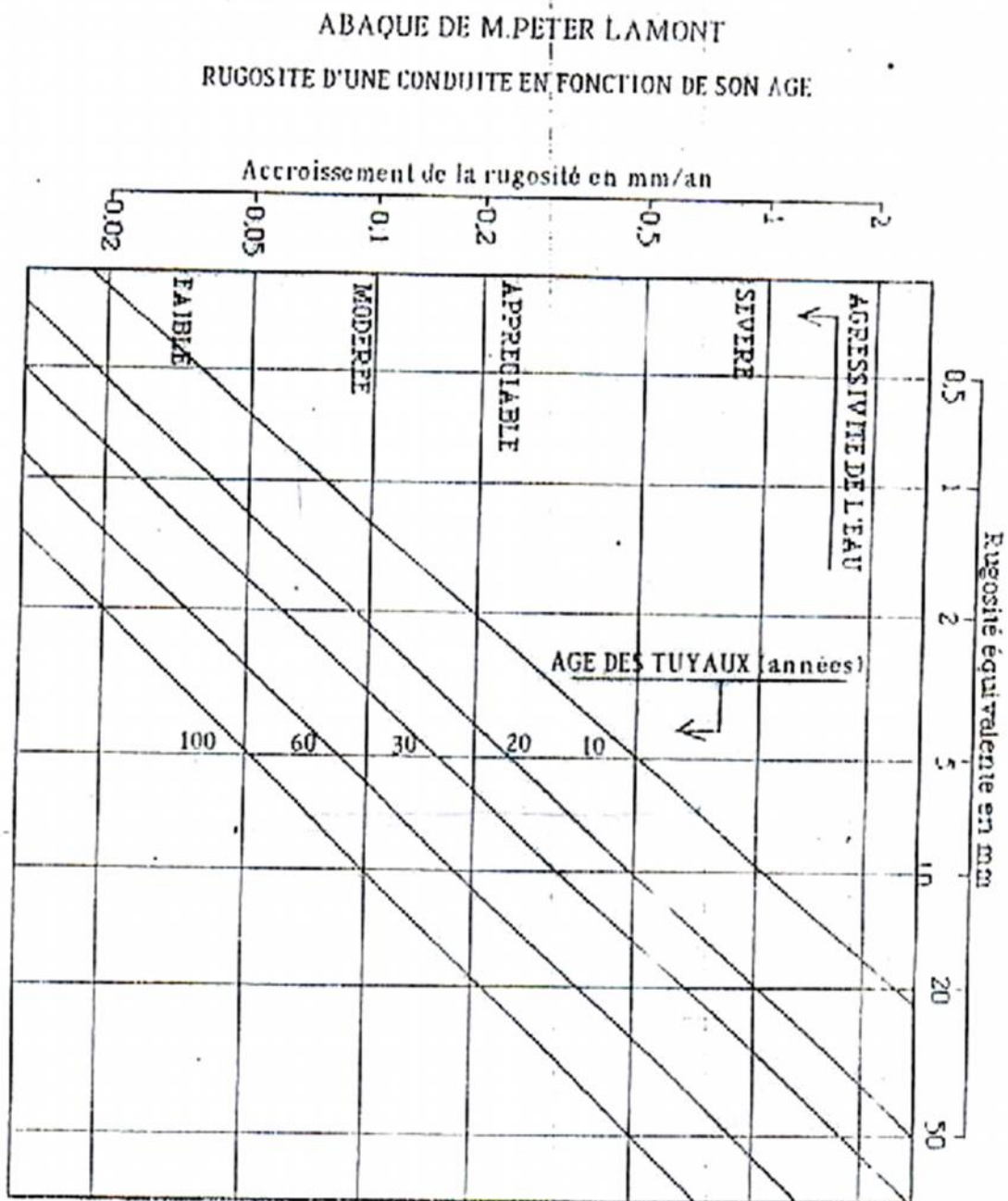
[6] : **B.SALAH** « polycopie de cours : calcul des volumes des réservoirs d'alimentation en eau potable» ENSH, Blida.

[8] : **B.SALAH** « polycopie de cours : Alimentation en eau potable », ENSH, Blida.

[9] : **M.MOUSSA** « polycopie de cours : Alimentation en eau potable», ENIT, Tunis.

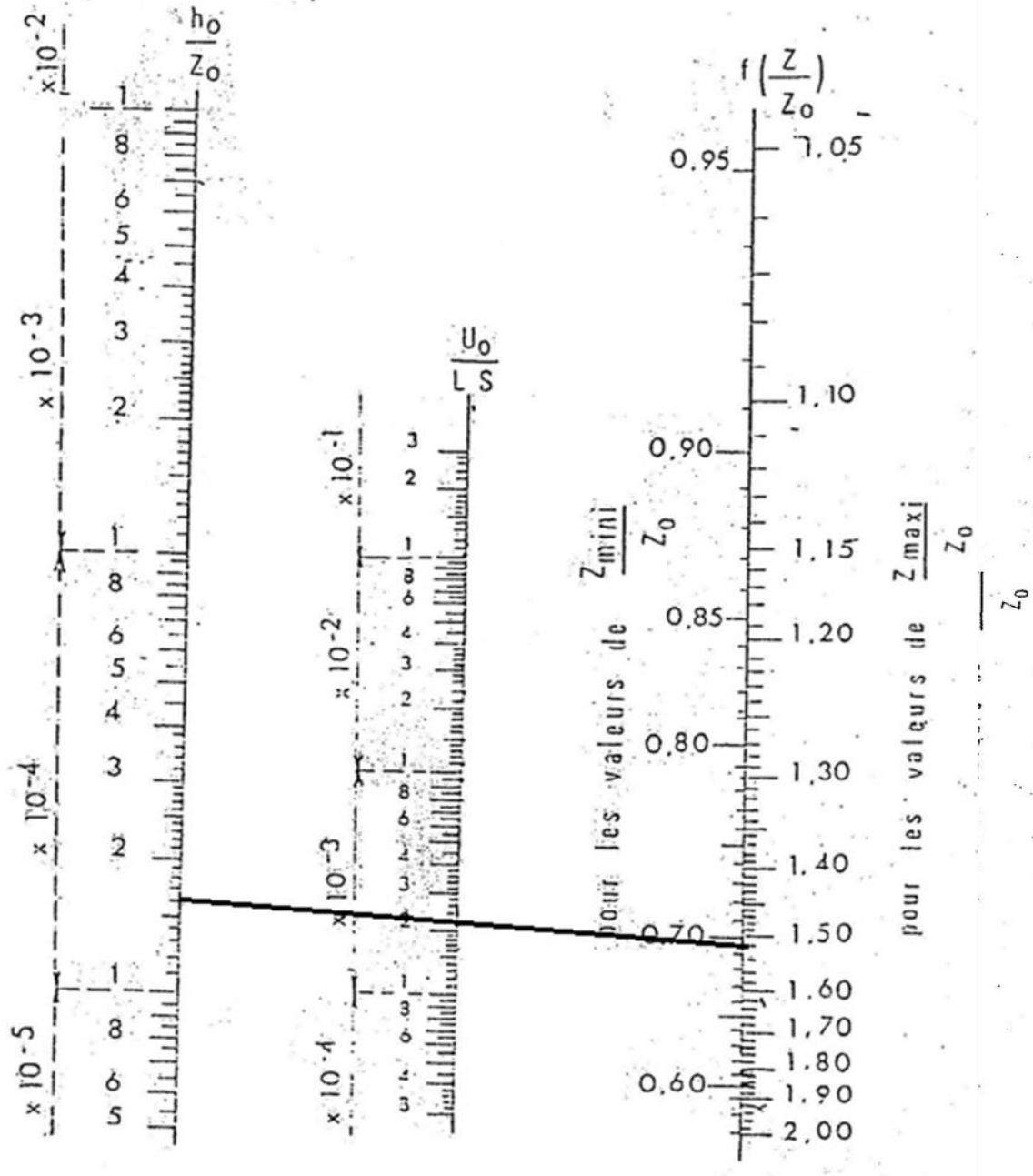
ANNEXES

Annexe 1: Abaque de M.PETER LAMONT (Rugosité d'une conduite en fonction de son âge)

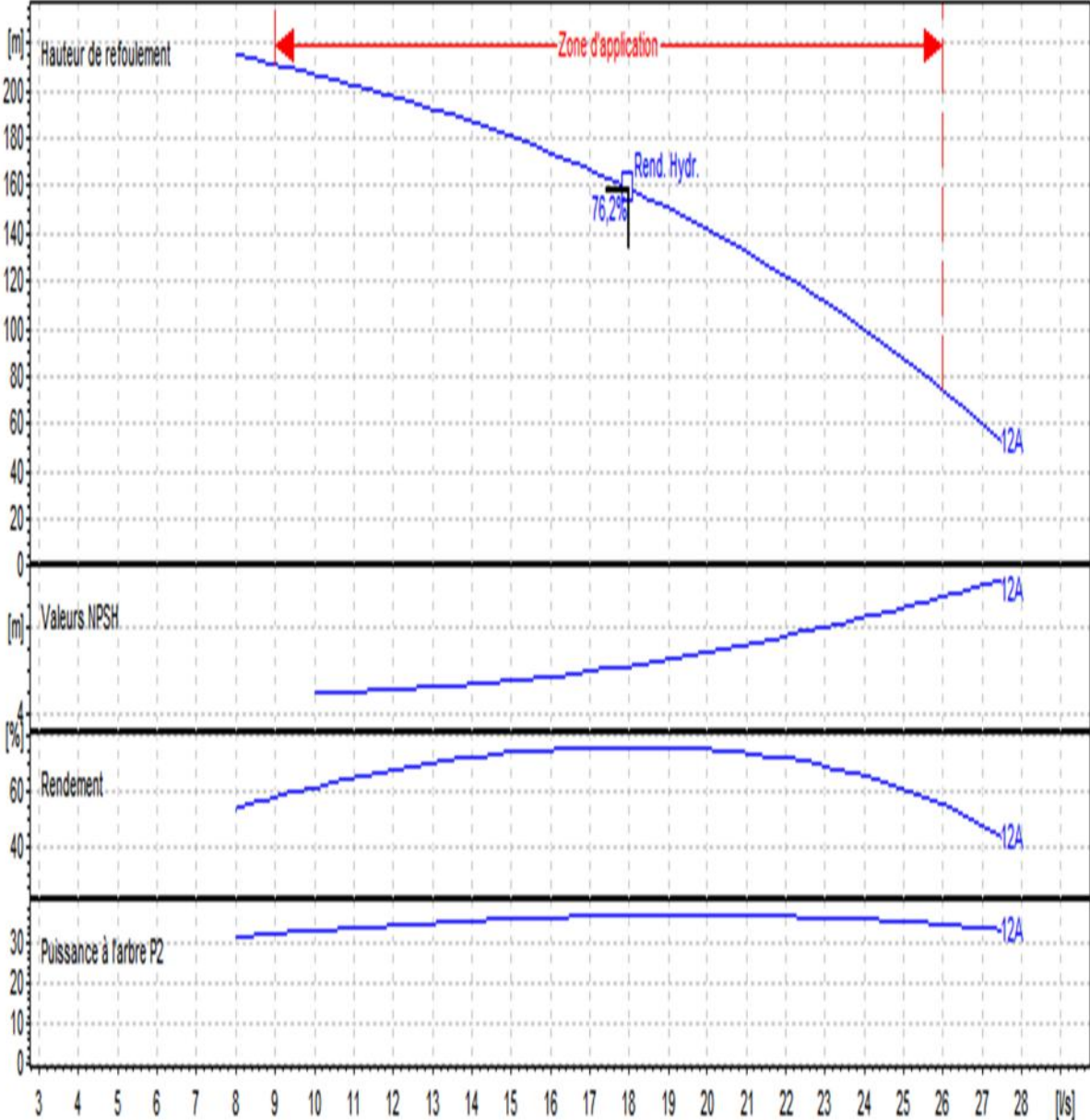


ANNEXE 2

Abaque de Vuibert pour le calcul du volume du réservoir d'air



ANNEXE 3 : courbes caractiristiques de la pompes du forage D1



ANNEXE 4 : courbes caractéristiques de la pompes du forage D1

