

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

**Renforcement du système d'AEP de souk El Tenine (w.Tizi-Ouzou) .**

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0008-21

APA Citation ( توثيق APA):

**Tridi, Mourad (2021). Renforcement du système d'AEP de souk El Tenine (w.Tizi-Ouzou)[Mem Ing, ENSH].**

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.



## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

**Option:** ALIMENTATION EN EAU POTABLE

**THEME :**

**RENFORCEMENT DU SYSTEME D'AEP DE SOUK EL  
TENINE (W.TIZI-OUZOU)**

**Présenté par :**  
TRIDI Mourad

**Devant les membres du jury**

<b>Nom et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
DJOUDAR/HALLAL DAHBIA	M.C.A	Président
TOUAHIR Sabah	M.A.A	Examineur
HADJ SADOK Nabila	M.A.A	Examineur
BOUKHLIFA Mustapha	M.C.B	Promoteur

**Session Novembre 2021**

# Dédicaces

*Ce mémoire fin d'étude est dédié à mes chers parents, qui m'ont toujours poussé et motivé dans mes études. Sans eux, je n'aurais certainement pas fait d'études longues. Ce mémoire fin d'étude représente donc l'aboutissement du soutien et des encouragements qu'ils m'ont prodigués tout au long de ma scolarité. Qu'ils en soient remerciés par cette trop modeste dédicace.*

*C'est un moment de plaisir de dédier cet œuvre, à mes belles sœurs : Fahima, Meriem et Salwa, et également à mes beaux frères : Sofiane, Badis et Massy, en signe d'amour, de reconnaissance et de gratitude pour le dévouement et les sacrifices dont vous avez fait toujours preuve à mon égard.*

*A tous mes amis de la communauté étudiante que j'ai connus et aimés au cours des cinq dernières années.*

*En un mot, à toute ma famille, mes amis sans exception et tous ceux qui me sont chers.*

*TRIDY Mourad*

# Remerciements

*Au début, je remercie Dieu le tout puissant de m'avoir donné la santé et la volonté d'entamer et de terminer ce travail*

*Ce travail ne serait pas aussi riche et n'aurait pas pu avoir le jour sans l'aide et l'encadrement de Mr BOUKHLIFA.M, je le remercie pour la qualité de son encadrement exceptionnel, pour sa patience, sa disponibilité et surtout ses judicieux conseils, qui ont contribué à alimenter ma réflexion.*

*Je désire aussi remercier Mrs AMZAL Amirouche, LAHCENE Salem, GHAMMIT Allal et DJAFRI Adel qui m'ont fourni les outils nécessaires, et ont grandement facilité mon travail.*

*Toute gratitude à nos professeurs et enseignants qui nous ont guidés au cours de la formation d'ingénieur pour leur générosité et la grande patience, dont ils ont su faire preuve malgré leurs charges académiques et professionnelles.*

*Je voudrais exprimer ma reconnaissance envers les amis et les collègues qui m'ont apporté leur support moral et intellectuel tout au long de ma démarche.*

*Je remercie à l'avance les membres du jury qui ont accepté d'évaluer ce travail. Vos remarques et propositions seront d'un grand appoint pour moi.*

*Enfin, je tiens à témoigner toute ma gratitude à toute personne ayant contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire.*

*TRIDI Mourad*

## ملخص:

نظرا للعجز الحاد الذي تعاني منه بلدية سوق الاثنين من المياه الصالحة للشرب في هذه الآونة الأخيرة، و التي تقع جنوب غرب ولاية تيزي وزو على طول أيام السنة. يتضمن عملنا هذا في دراسة حول مشروع تدعيم شبكة التزويد بالمياه الصالحة للشرب لبلدية سوق الاثنين عن طريق استغلال مياه أبار واد مشتراس. من خلال هذه المذكرة، قمنا بدراسة تقنية واقتصادية حيث التمسنا كل النقاط الضرورية لنقل المياه من الآبار إلى غاية خزانات التزويد بما فيه من تحديد قطر أنابيب المياه بين المحطات، حجم الخزانات، محطات الضخ، و أخيرا حماية الأنابيب من ظاهرة المطرقة المائية.

## Résumé :

En raison de la grave pénurie d'eau potable dans la commune de Souk El Ténine. Notre travail comprend une étude sur le projet visant à renforcer le système d'approvisionnement en eau potable de la région, en exploitant l'eau des forages d'Oued Mechtras.

Par cette note, nous avons effectué une étude technico-économique, où nous avons cherché tous les points nécessaires pour transporter l'eau du champ de captage aux réservoirs de stockage et d'alimentation, y compris le dimensionnement des diamètres des conduites, la capacité des réservoirs, les stations de pompage et leurs bâches d'aspiration, et enfin protéger les conduites contre le phénomène de coup de bélier.

## Abstract:

Because of the serious shortage of drinking water in the commune of Souk El Ténine. Our work includes a study on the project to strengthen the drinking water supply system of the region by exploiting the water from the boreholes of Oued Mechtras.

By this note, we have carried out a technical-economic study, where we have looked for all the necessary points to transport the water from the catchment field to the storage and supply tanks, including the dimensioning of the diameter of the pipes, the capacity of the tanks, the pumping stations and their suction tanks, and finally to protect the pipes against the phenomenon of water hammer.

# Sommaire

---

---

## Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction.....	2
I.1 Situation géographique et administrative	2
I.2 Situation topographique.....	3
I.3 Situation topographique.....	3
I.3.1 Géologie.....	3
I.3.2 Synthèse géotechnique.....	6
I.3.3 Sismicité tectonique du site .....	6
I.4 Situation climatique .....	7
I.4.1 Pluviométrie.....	7
I.4.2 Neige.....	7
I.4.3 Température .....	7
I.5 Situation socio-économique.....	9
I.5.1 Démographie.....	9
I.5.2 Infrastructures et équipements .....	9
I.5.3 Réseau routier .....	10
I.5.4 Activités économiques.....	10
I.6 Réseau hydrographique.....	11
I.7 Assainissement.....	11
I.8 Situation actuelle d'AEP.....	11
Conclusion.....	13

## Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable

Introduction.....	14
II.1 Evaluation de la population .....	14
II.2 Estimation des besoins en eau .....	15
II.2.1 Dotation .....	15
II.2.2 Consommation journalière .....	18
II.2.3 Variation des débits horaires .....	20
II.2.4 Bilan ressources-besoins en eau .....	22
Conclusion.....	23

# Sommaire

---

---

## Chapitre III : Etude de conception du système de transfert d'eau

Introduction.....	24
III.1 Généralités.....	24
III.1.1 Systèmes d'alimentation en eau potable .....	24
III.1.2 Classification des systèmes d'AEP .....	24
III.1.3 Systèmes d'approvisionnement en eau .....	24
III.1.4 Adduction d'eau potable .....	25
III.1.5 Ouvrages existants.....	26
III.2 Etude de l'adduction .....	28
III.2.1 Choix des matériaux de canalisation.....	28
III.2.2 Critères de choix du tracé.....	31
III.2.3 Choix du tracé .....	31
III.2.4 Propositions de variantes.....	32
III.2.5 Critères de choix des variantes.....	32
III.3 Etude technico-économique .....	33
III.3.1 Calcul hydraulique .....	33
III.3.2 Caractéristiques de l'adduction .....	34
III.3.3 Dimensionnement des conduites.....	36
Conclusion.....	47

## Chapitre IV : Etude de conception des systèmes annexes

Introduction.....	48
IV.1 Réservoirs .....	48
IV.1.1 Définition .....	48
IV.1.2 Fonctions des réservoirs.....	48
IV.1.3 Classification des réservoirs.....	49
IV.1.4 Emplacement d'un réservoir .....	49
IV.1.5 Choix de type du réservoir .....	50
IV.1.6 Equipements des réservoirs.....	50
IV.1.7 Exigences techniques à satisfaire.....	51
IV.1.8 Entretien des réservoirs .....	52
IV.1.9 Hygiène et sécurité.....	52

## Sommaire

---

---

IV.1.10 Calcul de la capacité des réservoirs .....	52
IV.1.11 Estimation de la capacité de la bêche de l'aspiration.....	55
IV.1.12 Dimensions des réservoirs à projeter .....	56
IV.1.13 Conclusion .....	57
IV.2 Station de pompage.....	57
IV.2.1 Généralités .....	57
IV.2.2 Choix de variantes pour les stations de pompage .....	59
IV.2.3 Couplage des pompes.....	59
IV.2.4 Montage des pompes.....	59
IV.2.5 Choix des pompes .....	60
IV.2.6 Problèmes rencontrés avec les pompes .....	63
IV.2.7 Bâtiment de la station de pompage et son génie civil .....	73
IV.2.8 Equipements auxiliaires de la station de pompage .....	77
IV.2.9 Entretien des pompes (pannes et remèdes) .....	78
IV.2.10 Conclusion .....	79
IV.3 Pose de canalisation .....	80
IV.3.1 Principe de pose de canalisation .....	80
IV.4 Réalisation des massifs de butées .....	84
IV.4.1 Types courants de massifs de butés .....	85
IV.4.2 Ancrages des conduites .....	86
IV.4.3 Calcul des poussées.....	86
IV.4.4 Calcul du poids buté.....	88
IV.4.5 Calcul de la surface d'appui .....	89
IV.4.6 Verrouillage des joints de conduites .....	90
IV.4.7 Dimensionnement des butées.....	90
Conclusion.....	91

## **Chapitre V : Estimation quantitative et financière du système de transfert d'eau**

Introduction.....	92
V.1 Organisation de chantier.....	92
V.1.1 Définition.....	92
V.1.2 Calcul des volumes des travaux .....	92
V.1.3 Calcul des coûts des travaux .....	100

## **Sommaire**

---

---

V.2 Planification des travaux .....	102
V.2.1 Définition des tâches et leurs durées .....	102
V.2.2 Planification des travaux par la méthode du graphe (diagramme de Gantt) .....	105
Conclusion.....	113

# Liste des tableaux

## Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I-1: Températures max, min, et moy de la commune de Souk El Ténine.....	8
Tableau I-2: Populations des villages concernés.....	9
Tableau I-3: Répartition de la population par branche d'activité occupée.....	11
Tableau I-4: Balance des ressources et des besoins actuels en eau.....	12

## Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable

Tableau II-1: Evolution de la population de la zone d'étude.....	14
Tableau II-2: Typologie Agglomérations / strates de population selon pne, 2010.....	16
Tableau II-3: Proposition de dotations de l'atelier MRE du 26 avril 2009.....	17
Tableau II-4: Dotation unitaire domestique pour les différentes années d'étude pne, 2010. ...	17
Tableau II-5: Table de coefficient de majoration géo-climatique selon pne, 2010.....	17
Tableau II-6: Dotation unitaire domestique pour les différentes années d'étude après majoration climatique.....	18
Tableau II-7: Table de coefficient de majorations autres usages selon pne, 2010.....	18
Tableau II-8: Estimation de la consommation journalière totale.....	19
Tableau II-9: Récapitulatif des différents débits pour les différentes années d'études.....	20
Tableau II-12: Variation du débit horaire pour notre zone d'étude.....	21
Tableau II-13: Bilan Ressources-Besoins en eau.....	23

## Chapitre III : Etude de conception du système de transfert d'eau

Tableau III-1: Réservoirs existants.....	26
Tableau III-2: Stations de pompage.....	27
Tableau III-3: Caractéristiques physico-chimiques des forages implantés.....	28
Tableau III-4: Coefficients $K'$ , $m$ , $\beta$ pour différents types du tuyau.....	35
Tableau III-5: Calcul de la Hmt du tronçon forages-SR.....	37
Tableau III-6: Frais d'amortissement de la conduite forages-SR.....	37
Tableau III-7: Frais d'exploitation de la conduite forage-SR.....	37
Tableau III-8: Bilan de la conduite forages-SR.....	38
Tableau III-9: Calcul de la Hmt du tronçon SR-R300.....	39
Tableau III-10: Frais d'amortissement de la conduite SR-R300.....	39
Tableau III-11: Frais d'exploitation de la conduite SR-R300.....	39
Tableau III-12: Bilan de la conduite SR-R300.....	39
Tableau III-13: Calcul de la Hmt du tronçon forages-SR1.....	41
Tableau III-14: Frais d'amortissement de la conduite forages-SR1.....	41
Tableau III-15: Frais d'exploitation de la conduite forage-SR1.....	41
Tableau III-16: Bilan de la conduite forages-SR1.....	41
Tableau III-17: Calcul de la Hmt du tronçon SR1-SR2.....	42
Tableau III-18: Frais d'amortissement de la conduite SR1-SR2.....	43
Tableau III-19: Frais d'exploitation de la conduite SR1-SR2.....	43
Tableau III-20: Bilan de la conduite SR1-SR2.....	43
Tableau III-21: Calcul de la Hmt du tronçon SR2-R300.....	44

## **Liste des tableaux**

---

---

Tableau III-22: Frais d'amortissement de la conduite SR2-R300. ....	44
Tableau III-23: Frais d'exploitation de la conduite SR2-R300. ....	45
Tableau III-24: Bilan de la conduite SR2-R300.....	45
Tableau III-25: Comparaison entre le coût des deux variantes.....	46
Tableau III-26: Récapitulatif des différents diamètres calculés.....	46

### **Chapitre IV : Etude de conception des systèmes annexes**

Tableau IV-1: Fonctions des réservoirs. ....	48
Tableau IV-2: Capacité horaire du réservoir Fekrane. ....	54
Tableau IV-3: Capacité horaire du réservoir Fekrane (suite).....	55
Tableau IV-4: Besoins de stockage des localités desservies à partir du réservoir Fekrane. ....	55
Tableau IV-5: Récapitulatif des différentes dimensions des réservoirs projetés. ....	57
Tableau IV-6: Caractéristiques de la pompe sélectionnée pour la SR1. ....	61
Tableau IV-7: Caractéristiques du moteur de SR1.....	62
Tableau IV-8: Caractéristiques de la pompe sélectionnée pour la SR2. ....	62
Tableau IV-9: Caractéristiques du moteur de SR2.....	63
Tableau IV-10: Pression atmosphérique en fonction de la côte.....	64
Tableau IV-11: Pression de vapeur en fonction de la côte.....	64
Tableau IV-12: Récapitulatif de l'étude de cavitation.....	65
Tableau IV-13: Récapitulatif du calage des pompes.....	66
Tableau IV-14: Caractéristiques des conduites.....	72
Tableau IV-15: Calcul de la célérité d'onde des conduites de refoulement. ....	72
Tableau IV-16: Calcul de la valeur maximale du coup de bélier.....	73
Tableau IV-17: Calcul du volume de réservoir d'air. ....	73
Tableau IV-18: Différents types du choix du bâtiment.....	74
Tableau IV-19: Récapitulatif des dimensions des stations de pompage. ....	77
Tableau IV-20: Système de levage des deux stations de pompage.....	78
Tableau IV-21: Dimensions de la tranchée pour les trois tronçons. ....	81
Tableau IV-22: Valeurs du coefficient K pour les différentes pièces à buter. ....	87
Tableau IV-23: Valeurs de la poussée des différents coudes.....	88
Tableau IV-24: Valeurs des coefficients de frottement pour les différents sols.....	89
Tableau IV-25: Valeurs indicatives de la résistance du terrain.....	89

### **Chapitre V : Estimation quantitative et financière du système de transfert d'eau**

Tableau V-1: Dimensions de différents éléments des deux stations de pompage.....	92
--	----

## Liste des tableaux

---

---

Tableau V-2: Dimensions de différents éléments des deux stations de pompage (suite). .....	92
Tableau V-3: Calcul du volume du béton armé d'une seule station de pompage.....	93
Tableau V-4: Volumes des travaux des deux stations de pompage. ....	94
Tableau V-5: Calcul du volume des déblais.....	95
Tableau V-6: Calcul du volume du lit de sable. ....	95
Tableau V-7: Calcul du volume de la conduite. ....	96
Tableau V-8: Volumes des travaux de l'adduction. ....	96
Tableau V-9: Calcul du volume de béton armé de réservoir R200. ....	98
Tableau V-10: Volumes des travaux du réservoir R200. ....	99
Tableau V-11: Volumes des travaux de la bache de reprise SR1. ....	100
Tableau V-12: Volumes des travaux de la bache de reprise SR2. ....	100
Tableau V-13: Devis estimatif et quantitatif des travaux des deux stations de pompage. ....	101
Tableau V-14: Devis estimatif et quantitatif des travaux de l'adduction. ....	101
Tableau V-15: Devis estimatif et quantitatif des travaux du réservoir R200.....	101
Tableau V-16: Devis estimatif et quantitatif des travaux de la bache de reprise SR1. ....	101
Tableau V-17: Devis estimatif et quantitatif des travaux de la bache de reprise SR2. ....	102
Tableau V-18: Bilan total du projet entier. ....	102
Tableau V-19: Capacité du godet en fonction du volume des terrassements.....	103
Tableau V-20: Temps de réalisation des opérations d'une seule station de pompage. ....	103
Tableau V-21: Temps de réalisation des opérations de l'adduction. ....	104
Tableau V-22: Temps de réalisation des opérations du réservoir R200.....	104
Tableau V-23: Temps de réalisation des opérations de la bache de reprise SR1.....	104
Tableau V-24: Temps de réalisation des opérations de la bache de reprise SR2.....	105
Tableau V-25: Tâches qui précèdent et succèdent chaque opération d'une seule station de pompage. ....	105
Tableau V-26: Tâches qui précèdent et succèdent chaque opération de l'adduction. ....	106
Tableau V-27: Tâches qui précèdent et succèdent chaque opération du réservoir R200.....	106
Tableau V-28: Tâches qui précèdent et succèdent chaque opération de la bache de reprise SR1.....	106
Tableau V-29: Tâches qui précèdent et succèdent chaque opération de la bache de reprise SR2.....	107

# Liste des figures

---

---

## Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure I-1: Plan de situation de la commune de Souk El Ténine (Source : PDAU). .....	2
Figure I-2: Carte de situation de la commune de Souk El Ténine (Source : Google Maps). .....	3
Figure I-3: Géologie de la région de Souk El Ténine.....	5
Figure I-4: Photo du glissement du terrain.....	6
Figure I-5: Représentation graphique des températures moyennes, maximales et minimales de Souk El Ténine 1997-2006.....	8

## Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable

Figure II-1: Evolution de la population pour différents horizons. ....	15
Figure II-2: Histogramme de la consommation horaire. ....	22
Figure II-3: La courbe intégrale de la consommation totale.....	22

## Chapitre III : Etude de conception du système de transfert d'eau

Figure III-1: Tracé de la nouvelle adduction sur carte d'Etat. (Source : Google Earth) .....	27
Figure III-2: Composants de la conduite en fonte ductile.....	29
Figure III-3: Conduite en acier.....	30
Figure III-4: Conduite en PEHD.....	30
Figure III-5: Courbes de variation des frais d'exploitation, d'amortissement et leurs bilans du tronçon forages-SR.....	38
Figure III-6: Courbes de variation des frais d'exploitation, d'amortissement et leurs bilans du tronçon SR-R300.....	40
Figure III-7: Courbes de variation des frais d'exploitation, d'amortissement et leurs bilans du tronçon forages-SR1.....	42
Figure III-8: Courbes de variation des frais d'exploitation, d'amortissement et leurs bilans du tronçon SR1-SR2.....	44
Figure III-9: Courbes de variation des frais d'exploitation, d'amortissement et leurs bilans du tronçon SR1-R300.....	45
Figure III-10: Schéma descriptif de la variante retenue.....	47

## Chapitre IV : Etude de conception des systèmes annexes

Figure IV-1: Couplage des pompes.....	59
Figure IV-2: Pompe montée en aspiration. ....	60
Figure IV-3: Pompe montée en charge.....	60
Figure IV-4: Courbes caractéristiques de la pompe de SR1. ....	61
Figure IV-5: Courbes caractéristiques de la pompe de SR2. ....	62
Figure IV-6: Réservoir d'air. ....	72
Figure IV-7: Schéma représentatif de la partie supérieure du bâtiment.....	75

## Liste des figures

---

---

Figure IV-8: Schéma descriptif de la fouille avec et sans blindage. ....	82
Figure IV-9: Représentation des forces de poussée pour les différentes pièces spéciales. ....	85
Figure IV-10: Différents types du massif béton. ....	85
Figure IV-11: Ancrage des conduites. ....	86
Figure IV-12: Extrémité de la conduite. ....	87
Figure IV-13: Cas d'un Té. ....	87
Figure IV-14: Cas d'un cône. ....	87
Figure IV-15: Cas d'un coude. ....	88
Figure IV-16: Butée poids. ....	88
Figure IV-17: Longueur du verrouillage pour les différents cas. ....	90

### **Chapitre V : Estimation quantitative et financière du système de transfert d'eau**

Figure V-1: Diagramme de Gantt de la station de pompage. ....	108
Figure V-2: Diagramme de Gantt de l'adduction. ....	109
Figure V-3: Diagramme de Gantt du réservoir R200. ....	110
Figure V-4: Diagramme de Gantt de la bache de reprise SR1. ....	111
Figure V-5: Diagramme de Gantt de la bache de reprise SR2. ....	112

## Liste des planches

---

---

Planche N°1 : Tracé en plan de l'adduction projetée.

Planche N°2 : Tracé en plan de l'adduction projetée du tronçon de départ.

Planche N°3 : Tracé en plan de l'adduction projetée du tronçon d'arrivée.

Planche N°4 : Profil en long de la conduite d'adduction (Forages-SR1).

Planche N°5 : Profil en long de la conduite d'adduction (SR1-SR2).

Planche N°6 : Profil en long de la conduite d'adduction (SR2-R300).

Planche N°7 : Profil en travers du tronçon N59-N60

Planche N°8 : Détails des ouvrages ventouse et vidange.

## Liste d'abréviations

---

---

SET : Souk El Ténine.  
ADE : Algérienne des eaux.  
ACL : Agglomération chef-lieu.  
AEP : Alimentation en eau potable.  
APC : Assemblée populaire communale.  
DREW : Direction des ressources en eau de la wilaya.  
PDAU : Plan directeur d'aménagement et d'urbanisme.  
RGPH : Recensement général de la population et de l'habitat.  
OMS : Organisation mondiale de la santé.  
LCTP : Laboratoire central des travaux publics.  
RPA99 : Règles parasismiques algériennes 199.  
LNI : Larbâa Nath Irathe.  
PTT : Postes, télégraphes et téléphones.  
RN : Route nationale.  
CW : Code de wilaya.  
NGA : Nivellement général algérien.  
PEHD : Polyéthylène à haute densité.  
PE : Polyéthylène.  
UV : Ultraviolet.  
Max : Maximum.  
Min : Minimum.  
Moy : Moyenne.  
Hmt : Hauteur manométrique totale.  
Hg : Hauteur géométrique.  
DN : Diamètre nominal.  
Dint : Diamètre intérieur.  
Dext : Diamètre extérieur.  
Dec : Diamètre économique.  
Dcal : Diamètre calculé.  
C<sub>R</sub> : Côte radier.  
C<sub>TN</sub> : Côte terrain naturel.  
C<sub>TP</sub> : Côte trop plein.  
SR : Station de reprise.

## Liste d'abréviations

---

---

SP : Station de pompage.

PN : Pression nominale.

NPSH : Charge nette d'aspiration.

NPSH<sub>d</sub> : Charge nette d'aspiration disponible.

NPSH<sub>r</sub> : Charge nette d'aspiration requise.

R : Réservoir.

$\Phi$  : diamètre.

S : section.



## **Introduction générale**

## **Introduction générale**

Depuis la nuit des temps, l'eau a toujours constitué un enjeu social, géopolitique, économique et écologique important pour les communautés humaines.

En ce qui concerne l'Algérie, c'est un pays semi-aride avec des précipitations faibles et souvent irrégulières. Cela a causé des pénuries d'eau et une insuffisance dans l'approvisionnement en eau potable des localités. En conséquence, dans de nombreuses régions, les robinets sont trop souvent à sec et les gens dépensent beaucoup de temps, d'énergie et d'argent pour se procurer de ce liquide très vital.

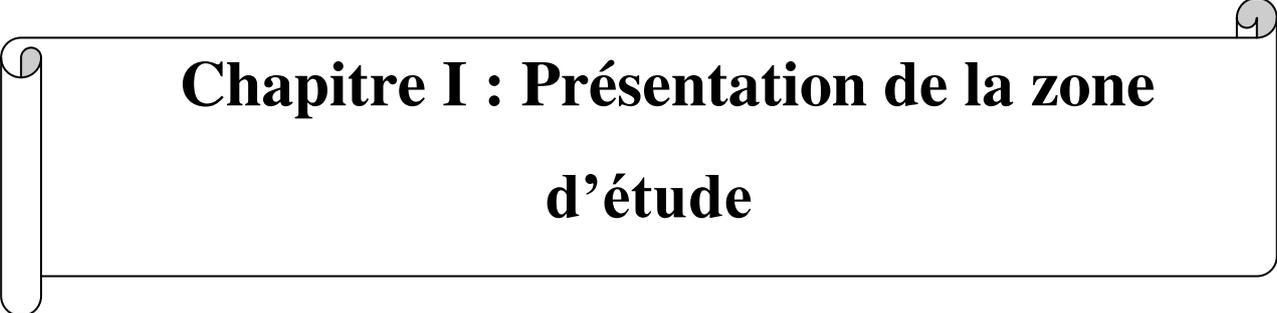
L'Algérie déploie de grands efforts afin d'améliorer sa situation hydrique et ce dans le but de remédier aux problèmes de manque d'eau et de pouvoir répondre aux besoins incessamment croissants des différents consommateurs.

Notre projet s'inscrit dans cette perspective, à savoir améliorer l'alimentation en eau potable de la commune de Souk El Ténine dans la daïra de Mâatkas de la wilaya de Tizi-ouzou, qui accuse, depuis de longues années, un grand déficit en matière d'alimentation en eau potable causé par l'insuffisance des ressources mobilisables dans la région.

Pour remédier à cela, nous réalisons cette étude qui a pour but de renforcer l'alimentation en eau potable de la commune de Souk El Ténine afin de répondre à la demande en eau des habitants à l'horizon 2051.

Le travail s'articulera sur cinq chapitres :

Pour ce faire, nous commençons notre travail par la présentation de la zone d'étude. Ensuite, nous faisons une évaluation des besoins en eau, ce qui nous permettra de déterminer les débits nécessaires au dimensionnement des différentes composantes du système de transfert d'eau projeté. Puis, nous effectuons l'étude de conception de l'ensemble des systèmes annexes qui le composent y compris le dimensionnement des réservoirs de stockage, l'étude de pompage, la protection contre les phénomènes transitoires ainsi le mode de pose de canalisation et le calcul des massifs de butées à envisager. Pour finir par une recommandation concernant l'organisation des travaux, dont une estimation du coût de notre projet ainsi que sa durée de réalisation seront évaluées. Une conclusion générale couronnera notre travail.

A decorative border resembling a scroll, with a vertical strip on the left and a horizontal strip at the top, both with rounded ends and a slight shadow effect.

# **Chapitre I : Présentation de la zone d'étude**

**Chapitre I : Présentation de la zone d'étude****Introduction**

La commune de Souk El Ténine est une commune rurale à vocation oléicole (la culture de l'olivier). Le développement de la commune doit se faire de manière à préserver cette vocation et à revaloriser les potentialités existantes. A cet égard, la commune de Souk El Ténine doit relever un double défi ; répondre aux besoins de la population pour la maintenir en place et préserver les terres agricoles.

Le projet de notre étude consiste à renforcer le réseau d'alimentation en eau potable de la commune de Souk El Ténine, daïra de Mâatkas, dans la wilaya de Tizi-Ouzou. Ce premier chapitre sera consacré à la présentation de la région d'étude et de la situation actuelle de la région en ce qui concerne l'alimentation en eau potable (AEP).

**I.1 Situation géographique et administrative**

La commune de Souk El Ténine se situe dans la partie Sud-ouest de la wilaya de Tizi-Ouzou. Elle s'étend sur une superficie de 20,86 Km<sup>2</sup> (2086 ha) et abrite une population de 15977 habitants, soit une densité de 765,91 hab/ Km<sup>2</sup> selon les données de RGPH 2008. La commune de Souk El Ténine est issue du découpage administratif de 1987 et relève de la daïra de Mâatkas. Elle est délimitée comme suit :

- Au Nord : par la commune de Tizi-Ouzou.
- A l'Est : par les communes Ath Zmenzer et Ath Douala.
- L'Ouest : par le village Afir, Commune de Mâatkas
- Au Sud : Oued Mechtras.

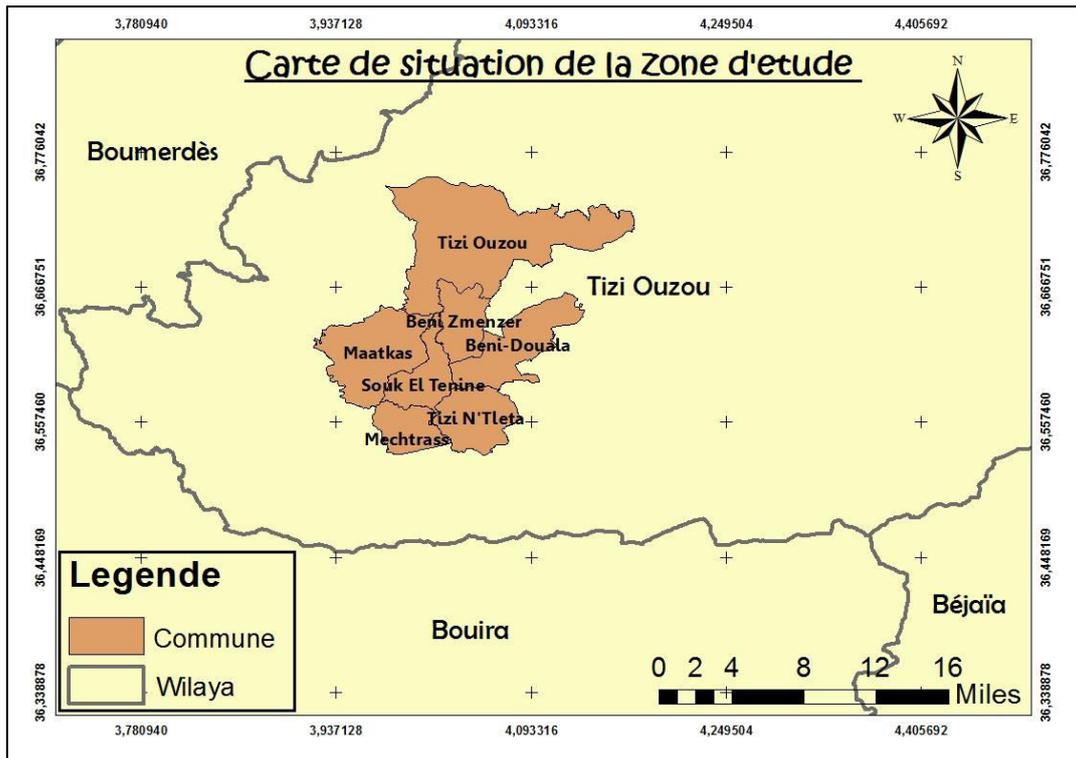


Figure I-1: Carte de situation de la zone d'étude.

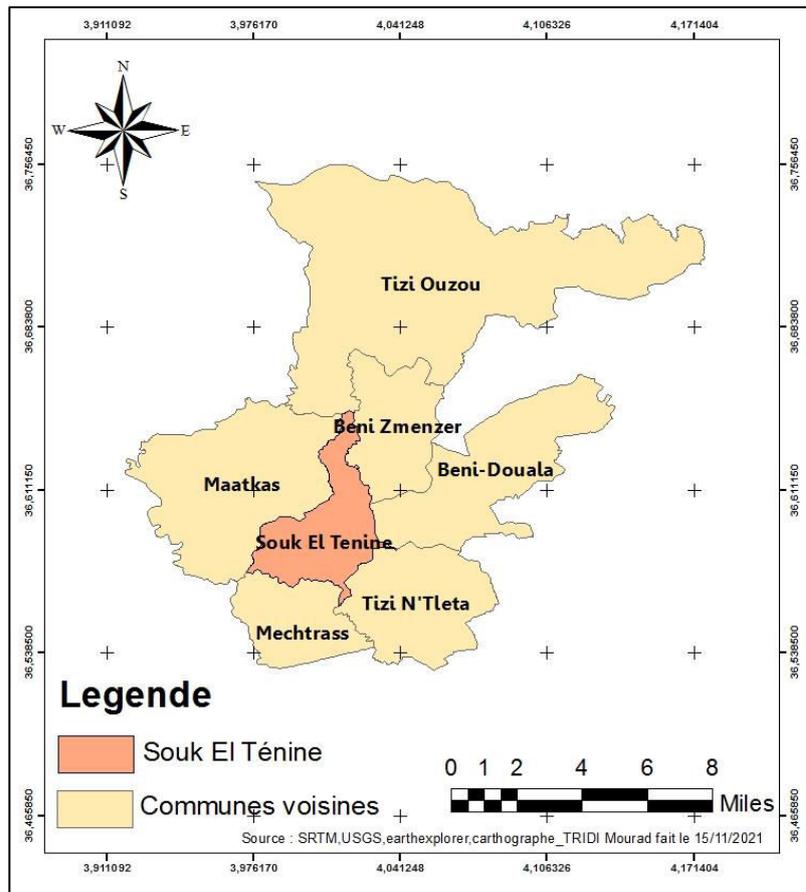


Figure I-2: Carte de situation de la commune de Souk El Ténine

**I.2 Situation topographique**

La topographie dans la commune de Souk El Ténine se caractérise par son aspect montagneux dominant, du fait qu'elle fait partie du grand massif Kabyle. L'altitude moyenne oscille entre 600 et 800 m. Le relief est ponctué par des replats formant les sommets sur lesquels est implantée la majorité des villages. L'altitude maximale culmine à 756 m au niveau du village Tighilt Mahmoud. Les pentes sont moyennement fortes et dépassent les 25%. Selon la carte de la classification des communes par classe des pentes, la commune en question est classée dans la catégorie des pentes dépassant 25%.

**I.3 Situation topographique****I.3.1 Géologie**

La commune de Souk El Ténine se situe dans le domaine kabyle, qui fait partie du domaine tellien du Nord de l'Algérie. Elle est caractérisée par des formations allongées Nord-Est-Sud-Ouest d'une façon parallèle. La nature géologique de ces formations appartient au socle kabyle : ce sont une série métamorphique située au Nord de la dorsale kabyle (chaîne calcaire du Djurdjura), parfois avec quelques poches magmatiques.

L'aire de l'étude se localise dans une zone métamorphique régionale, qui s'étend de Tizi-Ghénif à Ain El Hammam, et du Djebel Ait Aissa Mimoun jusqu'à la chaîne du Djurdjura.

Ces roches sédimentaires sont résumées comme suit :

**Phyllades, schistes, conglomérats et quartzites (X) :** Elles se situent aux extrémités de la zone métamorphique, elles s'étendent sur une large zone, en occupant presque la moitié méridionale de la commune.

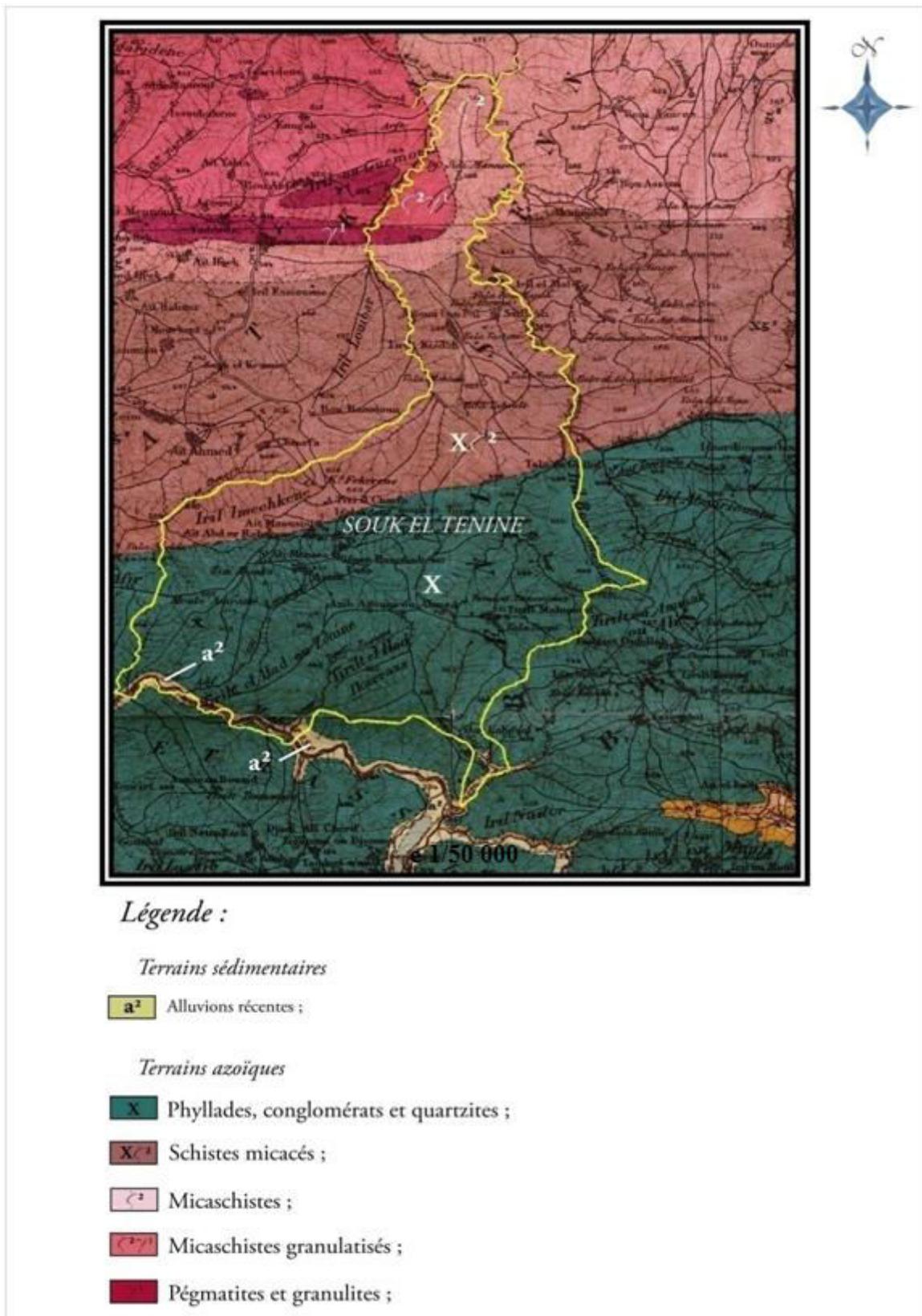
**Schistes Micacés ( $X\zeta^2$ ) :** Ils occupent une superficie assez importante, à peu près la zone médiane, d'Est en Ouest du massif ; ils passent insensiblement à l'assise  $\zeta^2$  vers le Nord.

**Micaschistes ( $\zeta^2$ ) :** Ces roches occupent une large zone dans la partie Nord du massif, mais elles couvrent seulement une petite partie au Nord de la commune.

**Micaschistes granularités (gneiss) ( $\zeta^2\gamma^1$ ) :** Les roches gneissiques correspondent fréquemment à des reliefs plus saillants ; au niveau de la zone d'étude, elles se retrouvent en massif à l'Ouest des micaschistes.

**Pegmatites et granulites ( $\gamma^1$ ) :** Elles occupent une petite surface à l'Ouest des micaschistes et au Sud des gneiss.

**Alluvions récentes ( $a^2$ ) :** Dépôt limoneux des vallées, s'élargissant localement dans la zone des schistes, le long d'Oued Boulma.



**Figure I-3:** Géologie de la région de Souk El Ténine.

*Extrait de la carte géologique de Draa El Mizan 1/50 000e, Feuille n°44,  
FICHEUR, 1906).*

**I.3.2 Synthèse géotechnique**

La commune de Souk El Ténine est constituée par un sol rocheux à bonne portance dynamique, parfois recouvert d'éboulis, de dépôt en pente et/ou de remblais, ces derniers sont issus de rejet de déblayage, ce qui favorise une instabilité locale sur les lieux de dépôts. Sous l'action des eaux pluviales venantes du sous bassin versant du village Tighlt Mahmoud, un glissement de terrain assez important s'est déclenché qui fait face au village de Sidi Ali Moussa à l'Ouest du CW 147.



**Figure I-4:** Photo du glissement du terrain.

Les rapports d'études géotechniques remis par le LCTP concernant les différents projets réalisés au niveau de la commune ont donné :

- Très bonne dans les Micaschistes.
- Bonne dans les terrains schisteux sains, > 2.0 bars à 1.2 m (villages de Sidi Ali Moussa et d'Ighil Boulkadi).
- Relativement faible dans les schistes altérés, les éboulis et dépôts de pente.
- Très faible au niveau des remblais.

**I.3.3 Sismicité tectonique du site**

Le nord de l'Algérie est associé à une activité sismique superficielle modérée et aux mouvements des plaques parasismiques algériennes. Le territoire algérien est divisé en quatre zones sismiques :

- Zone O : Sismicité négligeable.
- Zone I : Sismicité faible.

- Zone II : Sismicité moyenne.
- Zone III : Sismicité forte.

Notre zone est classée en zone II type A (sismicité moyenne) selon le RPA 99, les séismes engendrent des glissements de terrain, des failles, des éboulements rocheux et des destructions de construction. Ils constituent donc, un risque important pour l'urbanisme et les infrastructures (transport, barrage, sites industriels...). Pour cela, il faut prendre en considération ce facteur en travaux de réalisations hydrauliques.

#### **I.4 Situation climatique**

La commune de Souk El Ténine est caractérisée par un climat typiquement méditerranéen. Il est conditionné par la nature du relief caractérisé par une morphologie nuancée voir contrastée. Ce climat est sec et chaud en été, froid et pluvieux en hiver.

##### **I.4.1 Pluviométrie**

La commune de Souk El Ténine se situe dans la séquence bioclimatique humide, dont la pluviométrie moyenne est de plus de 800 mm par an. Selon la carte des précipitations annuelles moyennes des massifs des monts du Djurdjura, la commune est classée dans la catégorie de 900 à 1000 mm. Les précipitations se caractérisent par leur torrencialité et leur irrégularité qui engendrent un fort écoulement de surface induisant une très forte érosion.

##### **I.4.2 Neige**

L'importance et la durée d'enneigement augmentent avec l'altitude jusqu'à devenir très contraignant pour les territoires habités des reliefs plus élevés dépassant 600 m d'altitude. La durée de la tombée de neige dépasse cinq jours par an.

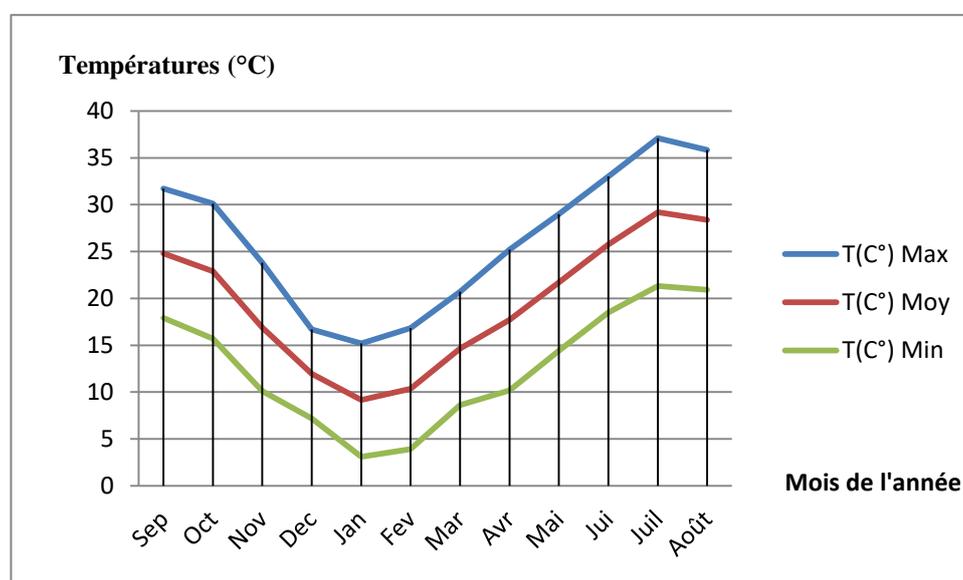
##### **I.4.3 Température**

L'analyse des données climatiques mesurées à la station météorologique de la ville de Tizi-Ouzou pendant la période 1997-2006, permet d'évaluer les températures mensuelles qui sont résumées sur le tableau et le graphe ci-dessous :

**Tableau I-1:** Températures max, min, et moy de la commune de Souk El Ténine.

Mois	T (°C) Max	T (°C) Moy	T (°C) Min
Septembre	31.7	24.8	17.9
Octobre	30.1	22.9	15.7
Novembre	23.8	16.9	10.1
Décembre	16.7	11.95	7.2
Janvier	15.19	9.15	3.1
Février	16.84	10.37	3.9
Mars	20.7	14.65	8.6
Avril	25.2	17.7	10.18
Mai	29	21.7	14.4
Juin	33	25.75	18.5
Juillet	37.1	29.21	21.32
Août	35.83	28.36	20.9

(Source : Station LNI)



**Figure I-5:** Représentation graphique des températures moyennes, maximales et minimales de Souk El Ténine 1997-2006.

Les températures moyennes saisies à partir des stations de Tizi-Ouzou et de Larbaâ Nath Irathen varient entre 09,15 et 29,21°C, leurs fluctuations dépendent de la morphologie des terrains. Les températures minimales varient entre 3 et 8 °C au mois de Janvier, tandis que les températures maximales dépassent 35 °C au mois d’Août.

L’analyse du graphe montre que la région est caractérisée par deux saisons :

- Une saison chaude allant du mois Mai au mois d’Octobre.
- Une saison froide allant du mois Novembre au mois d’Avril.

**I.5 Situation socio-économique****I.5.1 Démographie**

Le recensement de la population de la commune de Souk El Ténine RGPH 2008 a donné une population de 15977 habitants, soit 34,42 % de la population de la daïra de Mâatkas.

**Tableau I-2:** Populations des villages concernés.

Zone/villages	RGPH 2008
Souk El Ténine	1114
Sidi Ali Moussa	6779
Agouni Boufal	3037
Fakrane	1650
Tighilt Mahmoud	2270
Ighil Belkadi	1127
Total	15977

(Source : DREW)

**I.5.2 Infrastructures et équipements****I.5.2.1 Equipements éducatifs**

La commune de Souk El Ténine dispose de douze établissements scolaires dont neuf écoles du premier et deuxième cycle, deux écoles pour le troisième cycle et un lycée en cours de réalisation.

**I.5.2.2 Equipements sanitaires**

La commune est dotée d'une polyclinique avec une maternité intégrée au niveau de l'Agglomération Chef-Lieu (ACL) et de trois salles de soins qui se localisent au niveau des villages : Taghilit, Tighilt Mahmoud et Agouni Boufel. Elle compte trois pharmacies, douze médecins, cinq dentistes et vingt-et-cinq agents paramédicaux. Il est à signaler qu'un hôpital a fait l'objet d'un choix de terrain sur l'assiette du stade communal de football situé à Fekrane.

**I.5.2.3 Equipements culturels et sportifs**

La commune de Souk El Ténine dispose d'une maison de jeunes dans l'ACL, onze mosquées dont six sont fonctionnelles, une aire de jeux et une salle de sport. L'ensemble de ces équipements se concentre dans l'ACL. Notons que le stade communal de football à Fekrane soit délocalisé vers la zone d'extension Sud de l'ACL (au Sud du village Ighil Boukadi), où un choix du terrain a été fait pour son implantation. Elle contient aussi la Zaouia Sidi Ali Moussa qui est considérée comme monument historique classé, qui préserve les coutumes et les traditions de la région.

**I.5.2.4 Equipements administratifs et autres services**

La commune de Souk El Ténine dispose d'un siège APC, une garde communale, une annexe de l'inspection d'éducation, un marché, un parc communal, une agence PTT et une station services. Tous ces équipements sont situés dans l'ACL.

**I.5.3 Réseau routier**

La commune de Souk El Ténine est traversée par un réseau routier dense, qui permet l'accessibilité et les transites entre les différents villages. Il est composé de :

**CW 147** : Il traverse la commune dans sa partie centrale et la relie à la commune de Mâatkas à l'Ouest et à la commune de Mechtras au Sud-est. Il a un linéaire de 11,25 km qui est en moyen état.

**CW 02** : Il prend naissance du chef-lieu de Souk El Ténine à partir de CW 147 et relie la commune à Ath Zmenzer au Nord-est. Il a un linéaire de 16,60 km qui en moyen état et dégradé par endroits.

**Chemins communaux** : Ils totalisent un linéaire de 98,400 km, dont 64,100 km sont revêtus. Nous distinguons :

- Le chemin communal qui dessert les villages Ait Izid et Agouni Boufal au Nord.
- Le chemin communal qui dessert le village Ighil Boulkadi.
- Le chemin communal qui dessert le village Tighilt Mahmoud et relie la commune Souk El Ténine à Tizi N'tleta au Sud-Est.
- Le chemin communal qui dessert les villages Ait Ali Mansour, Sidi Ali Moussa, Ait Ali Belkacem, Tizi Mouka, Ait Abderahmane, Taarkoubt, Taghlit et Imoula Amrane et la relie à la commune de Mâatkas (Berkouka) au Sud-Ouest.

**Les pistes** : Le territoire communal est traversé par un maillage dense de pistes, nous citons les pistes qui desservent les villages dont quelques-unes sont revêtues. Il est à noter que la commune est dotée de plusieurs pistes agricoles, notamment dans la partie Sud, pour faire face aux éventuels incendies qui touchent les terres agricoles pendant les périodes estivales.

**I.5.4 Activités économiques**

Les principales activités au niveau de Souk El Ténine sont dans le secteur agricole, administratif et service, et industriels à une faible échelle.

- ❖ Agriculture : La commune de Souk El Ténine est à vocation oléicole ; une agriculture de montagne basée sur la culture de l'olivier accompagnée d'un élevage peu performant.

- ❖ L'industrie : Le secteur industriel n'est pas développé dans la commune en question, il se limite à de petites unités artisanales et aux huileries liées à l'activité dominante qui est l'oléiculture. Le nombre d'huileries à l'échelle communale est de onze, dont une huilerie moderne.
- ❖ Commerces et services : Il existe plusieurs sortes de commerces et de services de proximité afin de répondre aux besoins de la population. Ajoutant à cela, on note l'existence d'un marché bi hebdomadaire qui constitue un poids économique d'une grande ampleur tant à l'échelle locale que régionale.

Les principales activités sont illustrées dans le tableau qui suit, ainsi que le nombre et le taux d'effectifs travaillant dans chaque branche.

**Tableau I-3:** Répartition de la population par branche d'activité occupée.

Branche d'activité	Effectif	Taux (%)
Agriculture	115	5.77
Industrie	56	2.81
Bâtiment et travaux publics	237	11.9
Administration et autres services	713	35.79
Autres	871	43.72
Total	1992	100

(Source : DREW)

## **I.6 Réseau hydrographique**

Vu la topographie accidentée des terrains, la commune de Souk el Ténine est traversée par un réseau dense constitué par des oueds et des cours d'eau dont la majorité sont temporaires. Ces oueds constituent des sous-bassins versants de réception des eaux, dont la majorité ruisselle en direction d'Oued Mechtras. Ce dernier est un oued permanent et les autres sont temporaires tels que Oued Azrou Ou Amar marquant la limite communale Nord-est, Assif Ouchardiou, Assif Oumalou Moussa, ...etc.

## **I.7 Assainissement**

En termes d'assainissement, la zone d'étude est caractérisée par l'existence de réseaux partiels, individuels, semi collectifs ou collectifs, débouchant pour la plupart dans des talwegs à l'air libre, il n'existe, pour ainsi dire, pas de réseau global prenant en charge les affluents d'eaux usées. Toutefois, les services de la direction des ressources en eau ont lancé un avis d'appel d'offre en vue de supprimer les insuffisances en cette matière.

## **I.8 Situation actuelle d'AEP**

La commune de Souk El Ténine est alimentée actuellement par :

Des forages se trouvant à Mechtras.

Du transfert à partir du barrage de Koudiet Acerdoune.

Ces deux ressources sont acheminées vers la station de reprise SR1 de la chaîne de Souk El Ténine se trouvant sur le CW 147. Cette dernière a une capacité de véhiculer un débit de 3310 m<sup>3</sup>/jour. Ce débit est refoulé vers le réservoir de tête R200 situé à Tighilt Mahmoud en passant par la SR2 et la SR3. Le plan de distribution est comme suit :

**Le chef-lieu :** L'ACL de Souk El Ténine est alimenté à partir des réservoirs R300, R500 situés à Fekrane. Le réservoir R500 est alimenté gravitairement par le réservoir R200 de Tighilt Mahmoud avec une conduite en PEHD de DN 160 mm, sur 2000 m de longueur.

**Les villages Ait Ali Mansour, Sidi Ali Moussa, Ait Abderrahmane, Tizi Mouka et Imoula Amrane :** Alimentés du réservoir R300 de Fekrane.

**Village Tighilt Mahmoud :** Il est alimenté du réservoir R300, se trouvant au centre du village.

**Village d'Agouni Boufal et Ait Izid :** Ils sont alimentés par le réservoir R300 d'Agouni Boufal, qui est à son tour alimenté du réservoir R200 de Tighilt Mahmoud.

**Villages Ait Ali Belkacem et Ighil Mechkou :** Ils sont alimentés gravitairement par le réservoir R300 de Fekrane.

**Village Ighil Boulkadi :** Il est alimenté à partir du réservoir R100, qui est à son tour alimenté par le réservoir R300 de Tighilt Mahmoud.

Les besoins et les ressources existantes de la commune de Souk el Ténine sont présentés dans le tableau qui suit :

**Tableau I-4:** Balance des ressources et des besoins actuels en eau.

Agglomération	Existants	Besoins	Déficit ou excès
Chef-lieu	700	290	410
Ait Ali Manseur, Sidi Ali Moussa,	500	649	-149
Tighilt Mahmoud	300	333	-33
Agouni Boufal et Ait Izid	300	555	-255
Ait Ali Belkacem et Ighil mechkou	200	191	9
Ighil Boulkadi	100	227	-127
Total	2100	2245	-145

(Source : DREW)

### Interprétation des résultats :

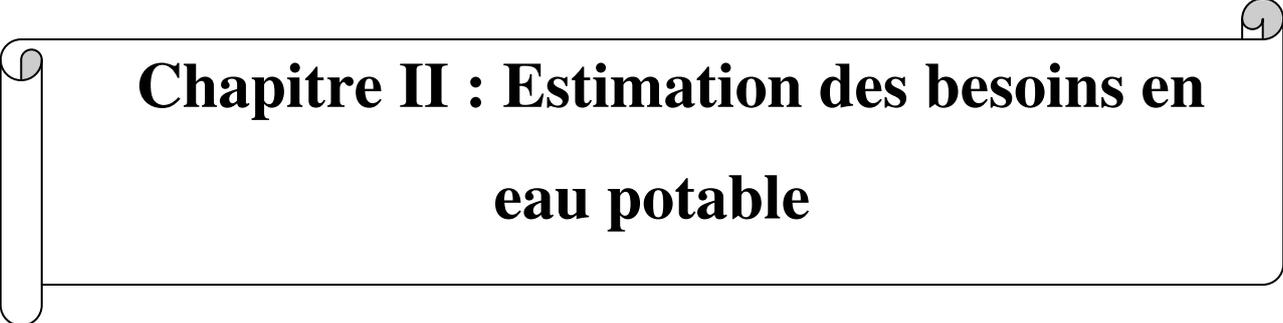
Le tableau précédent montre qu'il y a un déficit entre les besoins en eau et la ressource disponible, ce qui cause des pénuries d'eau au niveau de la commune.

**Conclusion**

Dans ce chapitre, on a pu présenter notre zone d'étude de points de vue climatologique, hydrologique, topographique et hydraulique.

On a constaté que notre zone d'étude fait partie d'une zone montagneuse, caractérisée par le manque de ressource.

Cela nous permet de bien appréhender et identifier notre zone d'étude «Souk El Ténine» du point de vue de l'approvisionnement en eau potable, de connaître l'état actuel en termes d'alimentation en eau potable, aussi que la collection de toutes les données nécessaires à la poursuite de notre projet.

A decorative border resembling a scroll, with a vertical strip on the left side and a horizontal strip at the top. The text is centered within the horizontal strip.

## **Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable**

## Chapitre II : Estimation des besoins en eau

### Introduction

Avant la réalisation de tout projet d'alimentation en eau potable pour une agglomération, il faut prévoir avec le plus d'exactitude possible ses besoins et le volume d'eau nécessaire à la consommation. Ceci passe par l'estimation de la population de la région en question pour l'horizon d'étude. Il est à noter que ces besoins varient suivants l'évolution démographique, le niveau de vie, la taille de l'agglomération, le climat, et les normes d'hygiène.

### II.1 Evaluation de la population

D'après le recensement général de l'année 2008, la population de Souk El Ténine s'élève au nombre de 15 977 habitants, cette information est fournie par les services d'APC. Ce qui nous va permettre d'analyser et estimer l'évolution de la population à court, à moyen et à long terme.

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 :

$$P_x = P_0 * (1 + \tau)^n \quad (\text{II-1})$$

$P_x$  : Population de l'horizon d'étude.

$P_0$  : Population de l'année de référence.

$\tau$ : Taux d'accroissement de la population.

$n$  : Nombre d'années séparant l'année de référence.

Pour notre cas, l'année d'étude étant 2021, on prend un horizon de 30 ans et un taux d'accroissement de 2% (selon l'office national des statistiques (source DREW)).

**Tableau II-1:** Evolution de la population de la zone d'étude.

Zone/ Villages	Années			
	2008	2026	2036	2051
Souk El Ténine ACL	1114	1592	1940	2611
Sidi Ali Moussa	6779	9683	11803	15885
Agouni Boufal	3037	4338	5288	7117
Fekrane	1650	2357	2873	3867
Tighilt Mahmoud	2270	3243	3953	5320
Ighil Belkadi	1127	1610	1963	2641
Total	15977	22823	27820	37441

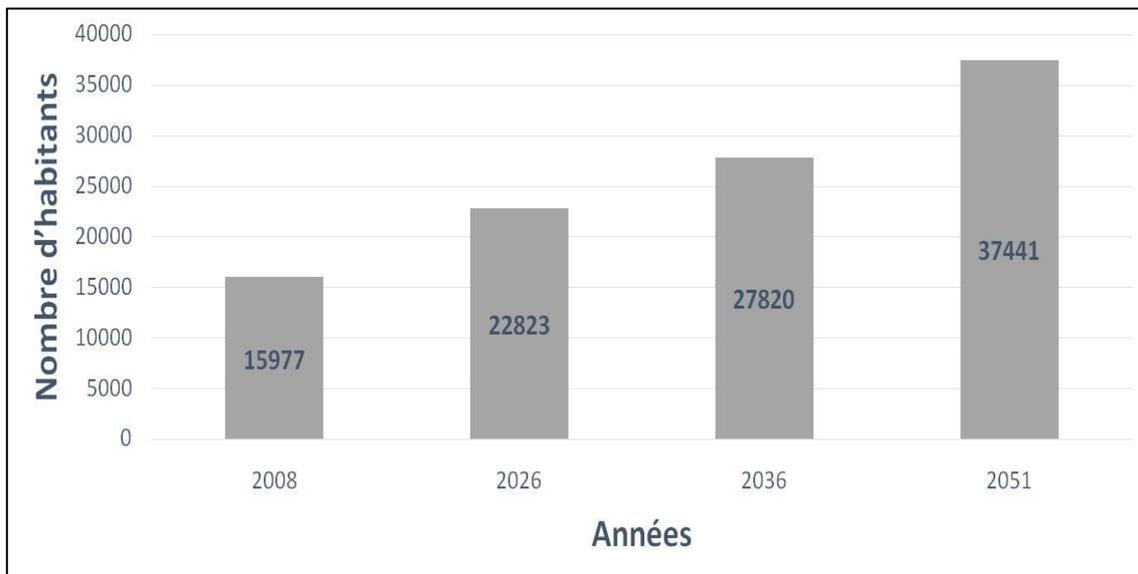


Figure II-1: Evolution de la population pour différents horizons.

## II.2 Estimation des besoins en eau

### II.2.1 Dotation

Nous pouvons définir la dotation comme étant la quantité quotidienne d'eau potable consommée par un habitant. Elle est généralement évaluée en litre par habitant et par jour, par mètre carré de surface de végétaux, par mètre cube, par tonne de productivité, par tête d'animal, par véhicule...etc.

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

- ✓ Selon le nombre d'habitants.
- ✓ Selon les ressources en eau existantes.
- ✓ Selon le type des agglomérations.
- ✓ Selon les habitudes et le niveau de vie de la population.

Selon le Plan National de l'Eau de 2010, en fonction du nombre d'habitant, les agglomérations sont subdivisées en sept (7) catégories (Yves Reumaux, Sacha Greenberg & Mohamed and Nafaa, 2010) :

**Tableau II-2:** Typologie Agglomérations / strates de population selon pne, 2010.

Désignation	Caractéristique
Les métropoles à statut particulier de délégation (SPE) :	Alger ; Oran ; Constantine ; Annaba
Les métropoles	Villes de plus de 300.000 habitants
L'urbain dit « supérieur »	$100.000 < \text{pop} \leq 300.000$ habitants
L'urbain	$20.000 < \text{pop} \leq 100.000$ habitants
Semi urbain	$5000 < \text{pop} \leq 20.000$ habitants
Semi rural	$3000 < \text{pop} \leq 5000$ habitants
Rural aggloméré	$600(100 \text{ unités d'habitation}) < \text{pop} \leq 3000$ habitants
Rural épars	Population inférieure à 600 habitants (100 unités d'habitation)

Tenant compte de cette typologie, les agglomérations concernées par cette étude peuvent être considérées comme une seule strate.

- **Urbain :** Population comprise entre 20.000 et 100.000 habitants.

### II.2.1.1 Dotation unitaire domestique et autres usages

Pour l'élaboration des besoins en eau potable de la zone d'étude sur les différents horizons de l'étude, on prendra en considération les types de consommations suivantes :

- Consommation domestique.
- Consommation des autres usagers.

Il n'existe pratiquement pas de statistiques sur les consommations d'eau au niveau de la zone d'étude. Cependant, la dotation de consommation en eau potable par habitant caractérisant la zone d'étude, sera prise en fonction du caractère démographique de la zone donnée et des ressources disponibles.

La dotation unitaire domestique correspond à la dotation nette, qui se définit comme la quantité d'eau potable qu'un habitant doit effectivement se procurer chaque jour au niveau de son robinet. Par couplage avec la population et les dotations unitaires, on peut estimer la consommation domestique annuelle.

Les autres usages renvoient généralement à la consommation dans les services administratifs, les commerces et les zones artisanales et les petites industries. Nous verrons plus loin qu'elle est calculée dans le cadre de la consommation domestique.

On estime que l'évolution des dotations unitaires domestiques est compliquée, car elle doit satisfaire les habitudes culturelles liées à l'utilisation de l'eau, et en même temps, mettre

en œuvre la sagesse afin de consommer rationnellement sans gaspillage. En pratique, deux attitudes s'affrontent :

- Hypothèse volontariste.
- Hypothèse tendancielle.

Pour notre cas, on s'intéresse à la méthode tendancielle.

**Tableau II-3:** Proposition de dotations de l'atelier MRE du 26 avril 2009.

Evolution dotation unitaires domestique (en l/j/hab)	Hypothèse tendancielle				
	Gestion par l'offre			Gestion par la demande	
Horizon	2010	2015	2020	2025	2030
Métropoles à statut particulier de délégation (SPE)	100	105	110	115	120
Métropoles	90	95	100	110	120
Urbain supérieur	85	85	90	100	110
Urbain	80	85	90	100	110
Semi urbain	80	80	85	90	100
Semi rural	75	80	85	90	100
Rural aggloméré	70	75	80	85	90
Dotation moyenne pondérée de la population agglomérée	82	85	90	98	107
Eparse	60	60	60	60	60

**Tableau II-4:** Dotation unitaire domestique pour les différentes années d'étude pne, 2010.

Années	2026	2036	2051
Dotation unitaire domestique	100	110	110

### II.2.1.2 Majoration climatique

Les facteurs de la majoration climatique prennent en compte la différence standard d'utilisation de l'eau entre le Nord, les hauts plateaux et le Sud. Ils sont établis comme suit :

**Tableau II-5:** Table de coefficient de majoration géo-climatique selon pne, 2010.

Unité %	Majoration géo-climatique
Région SNAT	Taux de majoration
Région Nord	0
Région Haut Plateaux	5
Région Sud	15

Comme notre zone d'étude est située dans la région Nord, donc le taux de majoration climatique est nul.

**Tableau II-6:** Dotation unitaire domestique pour les différentes années d'étude après majoration climatique.

Années	2026	2036	2051
Dotation unitaire domestique	100	110	110

### II.2.1.3 Majoration autres usages

La demande administrative, commerciale et artisanale/petite industrie est considérée comme étroitement liée au type d'agglomération, et est en appliquant directement le coefficient de croissance de l'allocation d'unités domestiques pour chaque type d'utilisateur.

Pour notre cas, on ignore les projections futures en équipements d'administration et de commerce. A cet effet, on utilise le tableau suivant qui est issu des statistiques nationales sur la consommation des différents équipements.

**Tableau II-7:** Table de coefficient de majorations autres usages selon pne, 2010.

Unité %	Taux de majoration autres usages			
	Taux administration	Taux commerce	Taux artisanat et petite industrie	Taux total
Métropoles à statut particulier de délégation (SPE)	35	17.5	17.5	70
Métropoles	30	15	15	60
Urbain supérieur	25	12.5	12.5	50
Urbain	20	10	10	40
Semi urbain	15	10	10	35
Semi rural	10	7.5	7.5	25
Rural aggloméré	5	5	5	15
Eparse	0	0	0	0

Après avoir classifié la région d'étude comme une zone urbaine, et comme on ignore les projections futures en équipements (administratifs, commerciaux..), donc le taux total des majorations autres services est estimé à 40 % de la dotation unitaire domestique.

## II.2.2 Consommation journalière

### II.2.2.1 Débit moyen journalier

Le débit moyen journalier donné comme suit :

$$Q_{moyj} = \frac{dot*N}{1000} \tag{II-2}$$

Avec :

- $Q_{moyj}$ : Consommation (débit) moyenne journalière en ( $m^3/j$ )
- $N$ : Nombre de consommateurs
- $dot$ : Dotation moyenne en (litre/jour/consommateur).

Les besoins en eau pour la zone d'étude sont déterminés pour les différents horizons de calcul, nous les avons récapitulés dans le tableau suivant, admettant le débit de fuite est évalué à 12% du débit total :

**Tableau II-8:** Estimation de la consommation journalière totale.

Années		2026	2036	2051
Nombre d'habitants		22823	27820	37441
Dotation domestique		140	154	154
Besoins en eau	$m^3/j$	3195.22	4284.28	5765.91
	l/s	36.98	49.59	66.74
Débit de fuite	$m^3/j$	383.43	514.11	691.91
	l/s	4.44	5.95	8.01
Débit total	$m^3/j$	3578.65	4798.39	6457.82
	l/s	41.42	55.54	74.75

La consommation en eau potable n'est pas constante en fonction des mois, semaines et jours, cette consommation a comme caractéristiques des valeurs maximales et d'autres minimales. Elle est caractérisée par des coefficients d'irrégularité maximum  $K_{maxj}$  et minimum  $K_{minj}$ .

### II.2.2.2 Débit maximal journalier

Il est défini par le coefficient d'irrégularité journalière maximum  $K_{maxj}$  qui tient compte des pertes d'eau dans le réseau, il est obtenu par le rapport de la consommation maximale journalière sur la consommation moyenne journalière.

$$K_{maxj} = \frac{\text{consommation maximale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}}$$

$$K_{maxj} = \frac{Q_{maxj}}{Q_{moyj}} \tag{II-3}$$

Avec  $K_{maxj} \in (1.1 - 1.3)$ , On prend  $K_{maxj} = 1.3$

**II.2.2.3 Débit minimal journalier**

Il est défini à partir du coefficient d’irrégularité journalière minimum ( $K_{minj}$ ) qui est déterminé comme étant le quotient de la consommation minimale journalière sur la consommation moyenne journalière.

$$K_{minj} = \frac{\text{consommation minimale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}}$$

$$K_{minj} = \frac{Q_{minj}}{Q_{moyj}} \tag{II-4}$$

Avec  $K_{min.j} \in (0.7 - 0.9)$  On prend  $K_{min.j} = 0.8$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau II-9:** Récapitulatif des différents débits pour les différentes années d'études.

Horizons	2026		2036		2051	
Unité	m <sup>3</sup> /j	l/s	m <sup>3</sup> /j	l/s	m <sup>3</sup> /j	l/s
$Q_{moyj}$	3578.65	41.42	4798.39	55.54	6457.82	74.75
$K_{maxj}$	1.3					
$Q_{maxj}$	4652.25	53.85	6237.91	72.20	8395.17	97.18
$K_{minj}$	0.8					
$Q_{minj}$	2862.85	33.14	3838.71	44.43	5166.26	59.8

**II.2.3 Variation des débits horaires**

Au cours de la journée, la consommation varie d’une heure à l’autre, évidemment, nos calculs du réseau doivent en tenir en compte. Nous montrons l’évolution de la consommation horaire durant la journée dans le tableau ci-dessous (voir annexe 1) :

**Tableau II-10:** Variation du débit horaire pour notre zone d'étude.

Heures	Consommation totale		Courbe de la consommation cumulée (intégrale).	
	C <sub>h</sub> (%)	Q <sub>h</sub> (m <sup>3</sup> /h)	C <sub>h</sub> cumulé (%)	Q <sub>h</sub> cumulé (m <sup>3</sup> /h)
0-1	1.5	125.93	1.5	125.93
1-2	1.5	125.93	3	251.86
2-3	1.5	125.93	4.5	377.78
3-4	1.5	125.93	6	503.71
4-5	2.5	209.88	8.5	713.59
5-6	3.5	293.83	12	1007.42
6-7	4.5	377.78	16.5	1385.20
7-8	5.5	461.73	22	1846.94
8-9	6.25	524.70	28.25	2371.64
9-10	6.25	524.70	34.5	2896.33
10-11	6.25	524.70	40.75	3421.03
11-12	6.25	524.70	47	3945.73
12-13	5	419.76	52	4365.49
13-14	5	419.76	57	4785.25
14-15	5.5	461.73	62.5	5246.98
15-16	6	503.71	68.5	5750.69
16-17	6	503.71	74.5	6254.40
17-18	5.5	461.73	80	6716.14
18-19	5	419.76	85	7135.89
19-20	4.5	377.78	89.5	7513.68
20-21	4	335.81	93.5	7849.48
21-22	3	251.86	96.5	8101.34
22-23	2	167.90	98.5	8269.24
23-24	1.5	125.93	100	8395.17

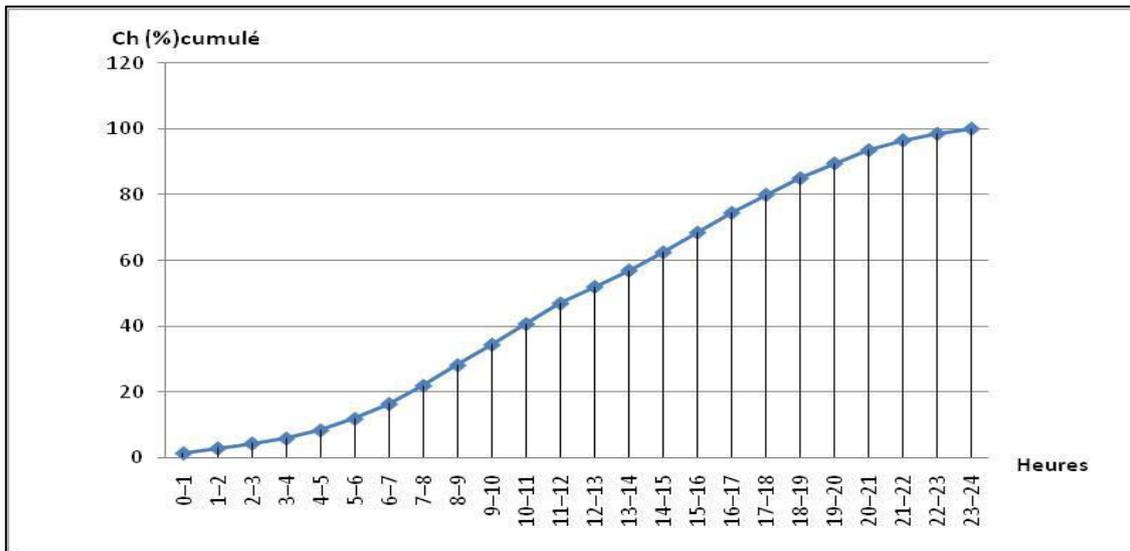


Figure II-2: Courbe intégrale de la consommation totale.

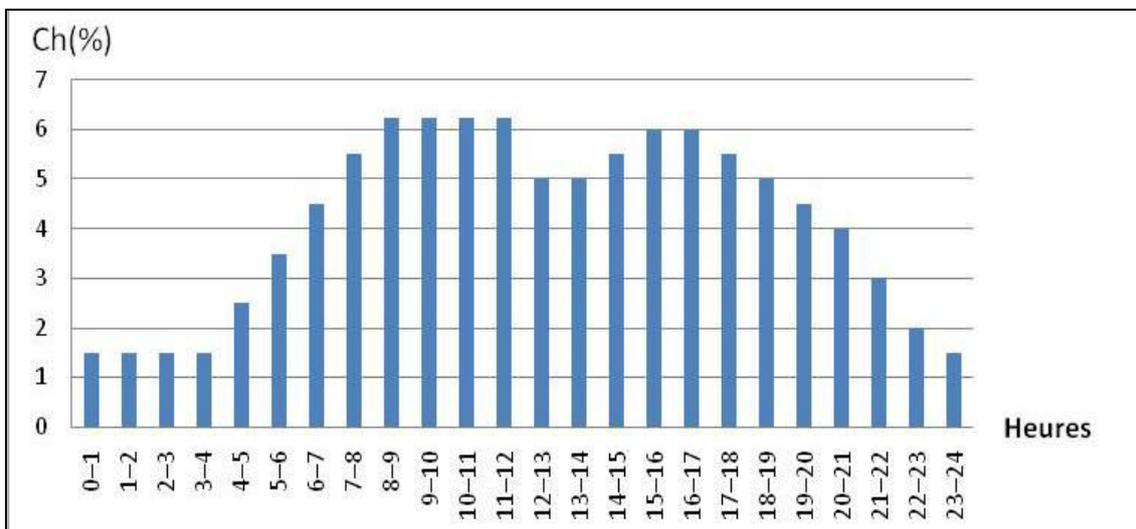


Figure II-3: Histogramme de la consommation horaire.

A partir du tableau précédent, le débit de pointe pour notre zone d'étude est estimé à  $524.70 \text{ m}^3/\text{h}$  et survient entre 8h et 12h.

### II.2.4 Bilan ressources-besoins en eau

On réalise un bilan entre les besoins en eau et les ressources disponibles de notre zone d'étude, en faisant la différence entre la quantité d'eau demandée et la quantité existante. Cela nous permettra de savoir s'il y a un déficit, et nous travaillons fort pour combler ce manque afin de répondre aux besoins en eau des consommateurs de la région d'ici à 2051.

**Tableau II-11: Bilan Ressources-Besoins en eau.**

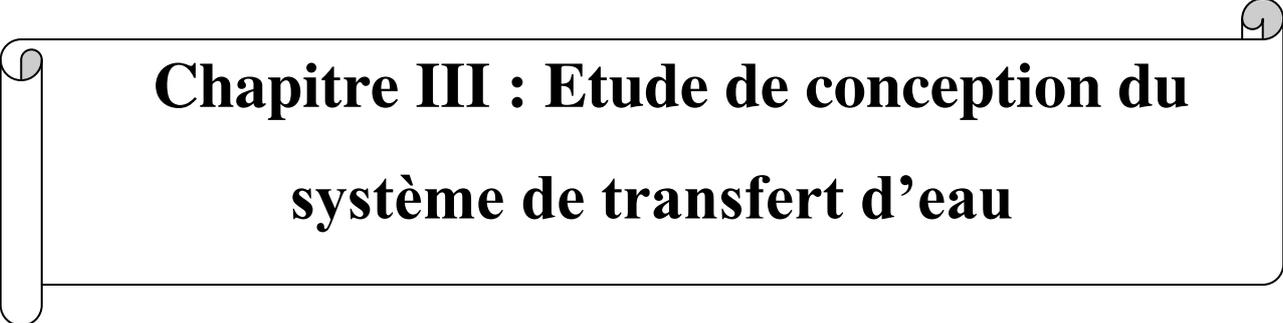
Années		2026	2036	2051
Besoins totaux en eau	(m <sup>3</sup> /j)	4652.25	6237.91	8395.17
	(l/s)	53.85	72.20	97.17
Production en eau existante	(m <sup>3</sup> /j)	3310	3310	3310
	(l/s)	38.31	38.31	38.31
Déficit	(m <sup>3</sup> /j)	1342.25	2927.91	5085.17
	(l/s)	15.54	33.89	58.86

### **Conclusion**

L'étude des différentes catégories des besoins en eau que nous avons calculés, est basée sur les dotations qui sont fixées selon le plan national de l'eau 2010 réalisé par (Yves Reumaux, Sacha Greenberg & Mohamed and Nafaa, 2010).

Après évaluation des besoins en eau, la consommation de la commune de Souk El Ténine est estimée à 8395.17 m<sup>3</sup>/j soit 97.18 l/s. Actuellement, la ressource en eau disponible pour alimenter la commune est de 3310 m<sup>3</sup>/j. Ceci fait ressortir un déficit de 5085.17 m<sup>3</sup>/j (58.86 l/s), à l'horizon 2051.

Pour pallier cette lacune, nous proposons de renforcer les ressources existantes par l'implantation d'une batterie de forages au niveau de l'Oued Mechtras.

A decorative border resembling a scroll, with a vertical strip on the left and a horizontal strip at the top, both with rounded ends and a slight shadow effect.

## **Chapitre III : Etude de conception du système de transfert d'eau**

**Chapitre III : Etude de conception du système de transfert d'eau****Introduction**

Dans cette partie, nous étudierons les ressources en eau de la ville de Souk El Ténine et localiserons les ouvrages hydrauliques existants dans la zone pour comprendre le réseau d'approvisionnement.

L'objectif de ce chapitre est de réaliser une étude technico-économique pour la conception d'un système d'alimentation en eau potable à même de combler la pénurie d'eau potable dans la zone de Souk El Ténine. Après avoir déterminé ce déficit, nous définirons d'abord le point d'alimentation qui est une batterie de forages se trouvant au niveau d'Oued Mechtras. Des variantes seront proposées et comparées pour ce projet d'adduction. Un calcul sera entamé pour les ouvrages constituant la variante retenue.

**III.1 Généralités****III.1.1 Systèmes d'alimentation en eau potable**

Un système d'alimentation en eau potable est l'ensemble des structures et organes permettant de mettre de l'eau potable de la source à la disposition des différentes catégories de consommateurs dans une agglomération donnée.

**III.1.2 Classification des systèmes d'AEP****III.1.2.1 Système d'AEP pour la consommation domestique**

Il assure la consommation des habitants à domicile. L'eau potable est indispensable pour répondre à la demande en eau de boisson, ménage, douche, et éventuellement d'arrosage.

**III.1.2.2 Système d'AEP industriel**

Il convient à l'alimentation en eau des installations industrielles de production, de transformation ou d'élevage. La qualité de l'eau livrée dépend des exigences de l'industrie.

**III.1.2.3 Système d'incendie**

Il assure le débit nécessaire à la lutte contre l'incendie. L'eau transportée dans ce genre de système n'est pas potable.

**III.1.3 Systèmes d'approvisionnement en eau**

Les systèmes d'approvisionnement en eau dans les zones urbaines doivent garantir que l'eau soit collectée, traitée et transportée en qualité et en quantité vers le consommateur à partir de sources naturelles. A cette fin, le système d'approvisionnement en eau doit comprendre les tâches suivantes :

- **Prise d'eau** : Il assure qu'elle reçoit de l'eau venant des sources naturelles. Sa conception dépend de la nature de la source.
- **Ouvrages d'élévation** : On rencontre ce genre d'ouvrages dans le cas où la structure réceptrice est située à une hauteur supérieure à celle de la source. L'écoulement se fait par refoulement.
- **Ouvrages de traitement** : Pour garantir la potabilité de l'eau véhiculée.
- **Conduites de refoulement et réseau de distribution** : L'eau est transportée par des conduites, qui doivent avoir la bonne dimension et la bonne taille. L'écoulement se fait gravitairement ou par refoulement.
- **Réservoirs et châteaux d'eau** : Pour assurer le stockage et la distribution de l'eau.

### **III.1.4 Adduction d'eau potable**

#### **III.1.4.1 Définition**

L'adduction en eau combine la technologie de transport de l'eau de la source au lieu de consommation via un réseau de canalisation ou un projet de construction architecturale (aqueduc).

#### **III.1.4.2 Types d'adduction**

Selon leurs opérations, les canalisations d'adduction peuvent être divisées en trois groupes, on distingue :

- Adduction à écoulement gravitaire.
- Adduction à écoulement par refoulement.
- Adduction mixte.

##### **III.1.4.2.1 Adduction gravitaire**

Pour l'adduction gravitaire, le point de captage (collecte) se situe à une altitude supérieure à celle de l'ouvrage d'arrivée (réservoir).

Généralement, l'écoulement peut y être en charge (le plus souvent), ou à surface libre, c'est-à-dire sans-pression (canaux à ciel ouvert ou aqueducs fermés).

##### **III.1.4.2.2 Adduction par refoulement**

Dans cette adduction, la zone où le point alimenté se trouve à une altitude plus haute que celle de captage. Les conduites de refoulement avec leurs diamètres calculés sont liées économiquement avec l'installation d'un système de pompage qui est nécessaire (écoulement en charge).

Le diamètre économique optimal pour la conduite de refoulement correspond au minimum des :

- Charges annuelles d'amortissement et d'exploitation de la conduite.
- Charges annuelles d'amortissement et d'exploitation de la station de pompage.

### III.1.4.2.3 Adduction mixte

Dans certains cas, le terrain de l'emplacement nécessitera une offre mixte. D'où, on installe un ouvrage intermédiaire entre les deux différentes configurations du système.

On distingue les cas suivants :

- Refoulement-gravitaire : La conduite de refoulement se transforme en conduite gravitaire par l'installation d'un réservoir intermédiaire dit réservoir tampon.
- Gravitaire-refoulement : On s'efforcera toujours de réduire le plus possible la longueur de la conduite de refoulement.

L'extrémité amont de la conduite gravitaire est munie d'une vanne à fermeture lente, par contre, on évite l'arrivée par le fond au niveau du réservoir intermédiaire, car on risque d'avoir un siphonage dans la partie gravitaire.

### III.1.5 Ouvrages existants

La commune de Souk El Ténine dispose dans sa chaîne d'alimentation en eau potable de six réservoirs et de trois stations de reprise sur le CW 147 reliant la commune à Mechtras.

#### III.1.5.1 Réservoirs

Les différents réservoirs sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau III-1:** Réservoirs existants.

Localité	Capacité (m <sup>3</sup> )	Côte radier (m)	Observation
Fekrane	300	760.30	Opérationnel
Fekrane	500	760.30	Opérationnel
Agouni boufal	300	-	Opérationnel
Tighilt Mahmoud	300	-	Opérationnel
Tighilt Mahmoud	100	-	Opérationnel
Ighil Boulkadi	100	-	Opérationnel
Total	1500		-

#### III.1.5.2 Stations de pompage

Les différentes stations de reprise sont présentées dans le tableau qui suit :

Tableau III-2: Stations de pompage.

Station de pompage	Caractéristiques			Observation
	Nombre de pompes	Durée de fonctionnement	Débit refoulé (m <sup>3</sup> /h)	
Station de reprise 01 + un réservoir R200 m <sup>3</sup>	03	20h/24h	80	Opérationnelle
Station de reprise 02 + un réservoir R200 m <sup>3</sup>	03	20h/24h	80	Opérationnelle
Station de reprise 03 + un réservoir R200 m <sup>3</sup>	03	20h/24h	80	Opérationnelle

### III.1.5.3 Réseau projeté

Comme nous avons vu dans le chapitre précédent, une présence d'un déficit dans le réseau d'environ de 5085.17m<sup>3</sup>/j soit 58.86 l/s, à l'horizon 2051. Afin de répondre au problème d'insuffisance de cette ressource disponible, nous proposons de projeter de renforcer ce réseau en acheminant l'eau depuis Oued Mechtras vers Souk El Ténine. Pour pouvoir réaliser ce renforcement, on implante une batterie forages d'Oued Mechtras, qui offriront capacité nécessaire soit 5085.17 m<sup>3</sup>.

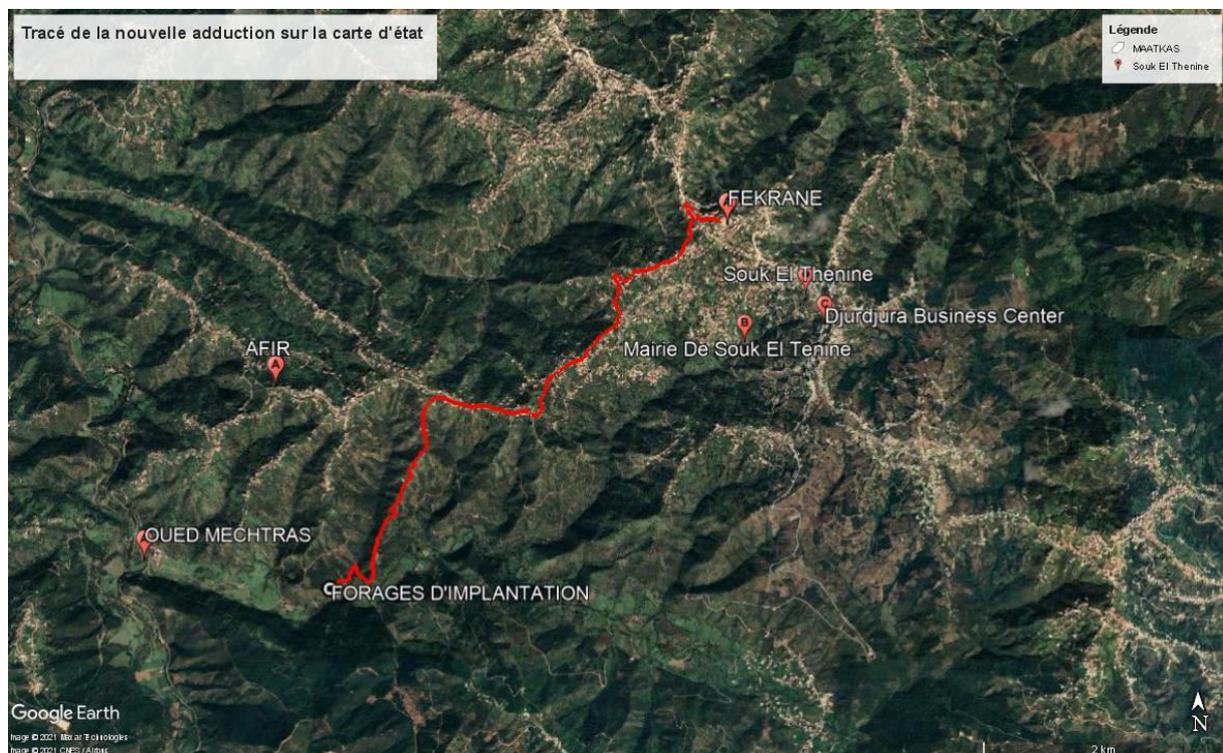


Figure III-1: Tracé de la nouvelle adduction sur carte d'Etat.

(Source : Google Earth)

### III.1.5.4 Caractéristiques physico-chimiques des forages implantés

Pour ces caractéristiques, nous allons comparer les analyses faites par les services de l'Algérienne Des Eaux (ADE) (faites le 03 Février 2016) aux normes internationales de l'Organisation Mondiale de la Santé (OMS) afin de vérifier la potabilité de l'eau. Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

**Tableau III-3:** Caractéristiques physico-chimiques des forages implantés.

Elément/substance	Symbole	Unité	Dosage	Norme OMS
Calcium	$Ca^{++}$	mg/l	111.42	270
Magnésium	$Mg^{++}$		16.53	50
Sodium	$Na^+$		38	150
Potassium	$K^+$		3	6.6
Chlorure	$Cl^-$		34.39	250
Sulfate	$SO_4^-$		73.10	250
Bicarbonates	$HCO_3^-$		375.03	-
Nitrates	$NO_3^-$		1.77	50
Résidu sec à 105 °C	R.S		465.73	2000

Les analyses physico-chimiques présentées précédemment, montrent que l'eau des forages d'oued Mechtras est de bonne qualité, elle est douce et propre à la consommation.

## III.2 Etude de l'adduction

### III.2.1 Choix des matériaux de canalisation

Le choix des matériaux des conduites enterrées pour le transport d'eau ne dépend pas seulement de la pression et de la nature du terrain, des coûts de fourniture et de mise en œuvre, mais aussi de la facilité à réaliser les raccordements, les prises de branchement et les réparations en cas de fuite. Donc, ce choix dépend bien de leur faisabilité technique et économique.

**Au niveau technique :** Cette faisabilité dépend de plusieurs exigences, telles que :

- Diamètre et pression de service.
- Résistance à la corrosion chimique, à la pression et aux charges mobiles
- Adapter au site de pose.
- Bonne étanchéité.
- Facile à entretenir et à déboguer.

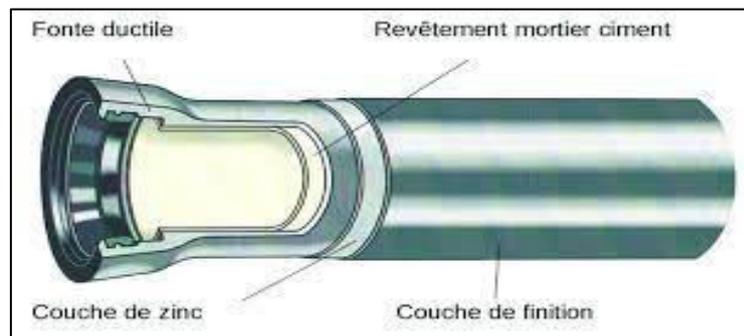
**D'un point de vue économique :** Cette faisabilité dépend principalement de :

- Prix d'approvisionnement et d'expédition.
- Leur disponibilité sur le marché local (de préférence).

Parmi les types de tuyaux utilisés dans le domaine de l'adduction d'eau potable, il en existe trois types selon les différents matériaux de fabrication, on cite : béton, fonte ductile, acier, PEHD...etc.

### III.2.1.1 Fonte ductile

La fonte ductile est un matériau noble apte à prendre en charge de grandes pressions, elle n'est pas sensible à la corrosion et sa pose se fait sans grande contrainte. Mais elle nécessite beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite (elle peut dépasser 100 ans), mais elle n'est pas adéquate aux terrains trop accidentés. Norbert Klein, « Protection anticorrosion de conduites en fonte ductile », Revue EIN, 10 juillet 2017, <https://www.revue-ein.com/article/protection-anticorrosion-de-conduites-en-fonte-ductile>.



**Figure III-2:** Composants de la conduite en fonte ductile.

### III.2.1.2 Acier

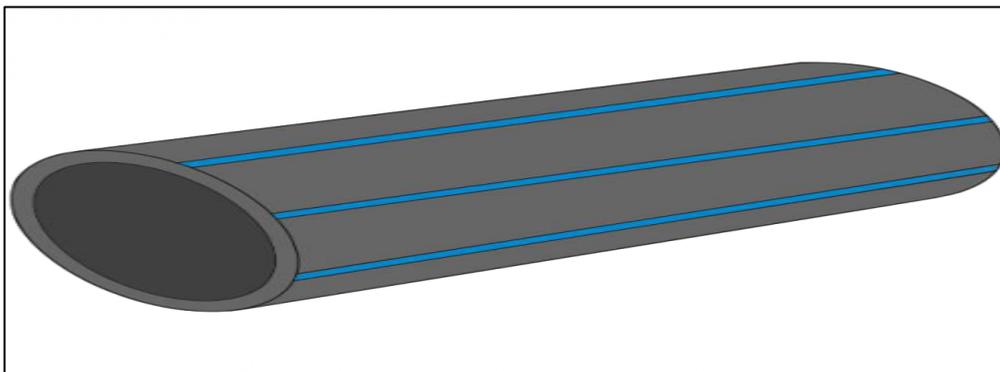
L'acier est un matériau apte à prendre en charge de grandes pressions, il est très sensible à la corrosion surtout qu'il s'agit de sol agressif, mais cela dit il est adéquat à tout type de terrains vu qu'il absorbe les efforts de pressions. « Tubes pour conduites forcées, tuyaux à haute pression, tube conduite - De Neuve Tubes », consulté le 27 septembre 2021, <https://www.deneuve.fr/30-tubes-conduites>.



**Figure III-3:** Conduite en acier.

### III.2.1.3 Polyéthylène haute densité

Les tuyaux en PEHD répondent largement aux exigences des réseaux destinés aussi bien à l'eau qu'au gaz ou aux télécommunications. Le principal avantage est la parfaite étanchéité par soudure bout-à-bout ou par raccords électro-soudables. Le faible poids et la haute flexibilité permettent d'autre part une pose rapide et avec un moindre impact environnemental. Le matériau ne corrode pas, résiste aux chocs, et il est apte de prendre en charge de grandes pressions, néanmoins il évite les dépôts et les incrustations pendant toute la durée de vie du réseau. Et enfin, le PEHD a le plus faible coefficient de rugosité, la meilleure résistance à l'abrasion. « Plastitech : PRFV, PVC, PE, PP, fosse de relevage, séparateur, Suisse », consulté le 27 septembre 2021, <https://www.plastitech.ch/>.



**Figure III-4:** Conduite en PEHD.

Pour notre projet, le choix des matériaux s'est porté sur les conduites en fonte ductile et en PEHD. En effet, vu la grande différence de côtes entre la source et le réservoir de stockage, les hauteurs géométriques entre les différentes stations sont importantes ce qui engendra des Hmt élevées. De ce fait, il est impératif d'employer des conduites plus résistantes telles que les conduites en fonte ductile réputées par leur grande résistance aux

pressions internes. Cependant, le PEHD qui est disponible sur le marché avec des gammes des diamètres et des pressions variés, et en raison de ses avantages suivants :

- Un faible coût pour des diamètres inférieurs ou égaux à 400 mm.
- Facile à poser.
- L'élasticité et la flexibilité le rendent résistant aux mouvements du terrain.
- Bonnes caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité très faible), l'absence d'entartrage.
- Durée de vie importante (50 ans)
- Montage facile, ces tubes sont faciles à manipuler et à transporter.
- Il répond parfaitement aux normes de potabilité.
- Les tubes ont des longueurs de 6 m à 12 m, pour les diamètres allant de 125 mm à 800 mm ; déjà deux fois supérieures aux tubes (fonte, acier ...).
- Le montage facile des vannes, les ventouses et les pompes sur les tubes en PEHD grâce à des systèmes adéquats.

**Remarque :** Le polyéthylène est un plastique que l'on retrouve partout dans l'industrie. Si son succès est si important, c'est parce que ses propriétés sont nombreuses. En revanche, il est important de bien connaître les freins possibles à son utilisation (inconvenients), avant de le choisir comme solution.

- Le polyéthylène est inflammable (son point de rupture est de 260 °C)
- La résistance aux UV ; une barrière pour l'utilisation du polyéthylène.
- Risque d'ovalisation en cas de mauvais compactage du remblai.
- Recherches de fuites est très limitée due à la mauvaise propagation du son par le matériau.

### **III.2.2 Critères de choix du tracé**

Dans le cas d'un projet d'une adduction, les principaux critères du choix du tracé sont :

- Distance la plus courte entre deux points à desservir, mais utilisation préférentielle d'un tracé longeant une voie de circulation existante (éventuellement une piste).
- Eviter le passage par des points hauts nécessitant davantage le pompage.
- Conditions d'accès aisées (travaux, entretien, surveillance).

### **III.2.3 Choix du tracé**

D'après le levé topographique qui nous permettra de définir les itinéraires les plus adoptés pour l'exécution du projet, un seul tracé peut être retenu.

Dans notre cas, le tracé consiste à relier le réservoir de stockage avec la batterie de forages d'Oued Mechtras, dont l'adduction passe par une piste jusqu'elle traverse le CW 147 à la côte de 600.03 m, puis elle suit l'accotement droit de ce dernier amenant au réservoir R300 situant à Fekrane.

### **III.2.4 Propositions de variantes**

L'acheminement de l'eau pour n'importe quel réseau d'alimentation en eau potable doit avoir une adduction, soit par pompage, soit gravitaire, soit mixte.

Le but de cette étude est d'effectuer un renforcement à partir des forages à projeter à proximité d'oued Mechtras à une côte d'environ 291.23 m NGA.

L'approvisionnement de la zone d'étude peut se faire selon les deux variantes suivantes, tout en prévoyant une nouvelle adduction à partir des forages à forer au réservoir R300 existant à Fekrane évalué à 760.30 m NGA avec une longueur de 6138 ml. A son tour, ce dernier alimente le réservoir R500 existant à une côte approximative de 760.30 m NGA.

Il s'agit de trouver celle qui répondra aux normes hydrauliques et ne présente pas des contraintes pendant la réalisation et enfin celle qui est la plus économique.

#### **III.2.4.1 Première variante**

Cette variante consiste à projeter une station de pompage loin des forages implantés d'une longueur de 1295 ml, avec une côte de 446.94 m NGA. Cette dernière est reliée par une conduite principale en refoulement sur une longueur de 4843 ml.

La différence d'altitude entre la station de pompage et le réservoir R300 existant de Fekrane est évaluée à 313.36 m.

#### **III.2.4.2 Deuxième variante**

Compte tenu de la hauteur géométrique importante ( $760.30 - 291.23 = 469.07$  m), nous proposons de projeter deux stations de reprise.

Par conséquent, la première station de pompage sera placée à une hauteur de 374.74 m NGA, et la deuxième station sera implantée à une côte de 583.57 m NGA.

La différence d'altitude entre la deuxième station et le réservoir R300 existant est évaluée à 176.73 m.

### **III.2.5 Critères de choix des variantes**

Afin de choisir une variante économiquement et techniquement avantageuse, nous devons tenir compte des conditions réelles du terrain, ceci dit :

- Disponibilité de l'espace afin de pouvoir implanter les différents ouvrages, notamment les stations de reprises et les bâches à eau.

- Avoir une autorisation de construire sur des terrains appartenant aux résidents du secteur.
- La facilité de réalisation et la mise en œuvre.

Nous allons procéder un calcul pour les deux variantes proposées au-dessus. Ce qui permet de nous montrer quelle est la variante techniquement la plus économique, en proposant des variantes du tracé.

### **III.3 Etude technico-économique**

Le dimensionnement des conduites basé sur des considérations économiques est nécessaire dans presque tout type d'installation hydraulique.

Pour établir une conduite de refoulement, il faut tenir compte de l'aspect technique et aussi de l'aspect économique.

La démarche du choix du diamètre d'une conduite peut dépendre d'un facteur économique, qui se résume dans le coût du transport de l'eau, c'est-à-dire le coût de l'installation de la tuyauterie d'acheminement toute entière ainsi que le coût du pompage en lui-même et de la consommation des pompes hydrauliques.

La méthode du diamètre optimal économique est exploitée pour contrebalancer les coûts fixes des conduites avec le coût énergétique annuel du pompage. La consommation peut ainsi être réduite à un optimum, ce qui économisera de l'énergie et épargnera ainsi les dépenses inutiles.

Les paramètres qui interviennent dans cette étude sont :

- Le débit.
- Le diamètre.
- La vitesse.
- Les pertes de charge.

#### **III.3.1 Calcul hydraulique**

Afin de calculer le diamètre économique, nous utiliserons une méthode qui a l'avantage de pallier le problème de la formule qui donne des diamètres calculés, en proposant directement un diamètre normalisé, dont nous travaillons avec toute la gamme des diamètres. D'une part, on calcule les dépenses d'amortissement de la canalisation, et les frais d'exploitations d'autre part, afin de pouvoir tracer une courbe d'optimisation.

##### **III.3.1.1 Amortissement annuel**

Les frais d'amortissement sont en fonction de la durée d'amortissement de la conduite et du taux d'annuité. On les calcule en utilisant la formule suivante :

$$F_{am} = P_{rc} \times L \times A \quad (\text{III-1})$$

$P_{rc}$  : Prix unitaire d'un ml de la conduite en DZD.

$L$  : Longueur de la conduite en ml.

$A$  : Amortissement annuel ; il est donné par la formule :

$$A = \frac{i}{(i+1)^{n-1}} + i \quad (\text{III-2})$$

$A$  : L'amortissement en DZD.

$i$  : Taux d'annuité, on prend  $i = 8\%$ .

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

### III.3.1.2 Coûts d'exploitation

On doit d'abord déterminer les pertes de charges ( $\Delta H$ ) engendrées dans les canalisations pour les différents diamètres. Connaissant la hauteur géométrique ( $H_g$ ), donc on peut déterminer les hauteurs manométriques totales ( $H_{MT}$ ) correspondant à chaque canalisation.

Etant donné que le débit de refoulement  $Q$  est le même, en revanche, on peut dresser des tableaux donnant directement les hauteurs manométriques, et les prix de l'énergie.

Par conséquent, on dresse un deuxième tableau représentant le bilan total, et on aura ainsi une courbe d'optimisation par laquelle le choix du diamètre le portera, qui correspond à la somme la moins élevée des frais d'exploitation et d'amortissement.

### III.3.2 Caractéristiques de l'adduction

#### III.3.2.1 Hauteur manométrique totale

La hauteur manométrique totale  $H_{MT}$  sera calculée de la manière suivante :

$$H_{MT} = H_g + \Delta H \quad (\text{III-3})$$

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

$\Delta H$  : Somme des pertes de charges linéaires et singulières (m).

#### Pertes de charge :

Elles représentent la chute de pression totale du liquide suite à son fonctionnement avec les parois des conduites, le changement de la forme des tuyaux ou la rencontre d'un obstacle. Elles peuvent être calculées en utilisant des formules appropriées selon l'obstacle ou la déformation qu'il peut rencontrer et en tenant compte de la rugosité, ou alors en utilisant des abaques.

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

$$\Delta H = 1.1 \times \Delta H_{lin} \quad (III-4)$$

Les pertes de charge linéaires sont exprimées par les deux formules suivantes :

$$\Delta H_{lin} = \lambda \frac{L \times V^2}{g \times D^2} \quad (III-5)$$

- Formule de DARCY-WEISBACH :

$$\Delta H_{lin} = \frac{8 \times \lambda \times L \times Q^\beta}{\pi^2 \times g \times D^m} \quad (III-6)$$

$\Delta H_{lin}$  : Pertes de charge linéaires (m).

$\beta$  : Exposante tenant compte du régime d'écoulement.

$m$  : Exposante tenant compte du type du matériau.

$g$  : Accélération de la pesanteur ( $m^2/s$ ).

$L$  : Longueur géométrique de la conduite (m).

$Q$  : Débit à refouler ( $m^3/s$ ).

$D$  : Diamètre de la conduite (m).

$\lambda$  : Coefficient de frottement qui en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement. Comme nous avons un régime turbulent rugueux, on utilise, donc, la formule de NIKURADZE :

$$\lambda = \left[ 1.14 - 0.86 \times \ln\left(\frac{K_s}{D}\right) \right]^{-2} \quad (III-7)$$

$K_s$  : Rugosité absolue moyenne de la paroi interne de la conduite :

- Pour les conduites en fonte ductile  $K_s = 0.03 \text{ mm}$  (PAM SAINT-GOBIN).
- Pour les conduites en PEHD, on prend  $K_s = 0.01 \text{ mm}$  (DALMINEPE).

**Tableau III-4:** Coefficients  $K'$ ,  $m$ ,  $\beta$  pour différents types de tuyau.

Tuyau	$K'$	$m$	$\beta$
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

Pour notre cas, on prend  $\beta = 2$  et  $m = 5.3$  pour la fonte ductile.

### III.3.2.2 Puissance de pompage

C'est la puissance absorbée par la pompe, définie comme suit :

$$P = \frac{g \times H_{MT} \times Q}{\eta} \quad (\text{III-8})$$

$P$  : Puissance absorbée par la pompe (KW).

$g$  : Accélération de la pesanteur ( $m^2/s$ ).

$\eta$  : Rendement de la station de pompage, il est généralement entre 70 et 80%, on fait nos calculs avec un rendement de 75 %.

### III.3.2.3 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 par les heures de pompage durant une année entière.

$$E = P \times t \times 365 \quad (\text{III-9})$$

$E$  : Énergie consommée pendant une année (KWh).

$t$  : Temps de pompage par jour (heures).

### III.3.2.4 Dépenses annuelles de l'énergie

Les dépenses annuelles de l'énergie sont le produit de l'énergie consommée durant un an par le prix unitaire du KWh.

$$K = \delta \times E \quad (\text{III-10})$$

$K$  : Dépenses annuelles de l'énergie (DA).

$\delta$  : Prix unitaire d'un KWh imposé par SONELGAZ, ( $\delta = 9 \text{ DA}$ ).

### III.3.2.5 Bilan économique

Le bilan sera :

$$BL = F_{amo} + F_{exp} \quad (\text{III-11})$$

$BL$  : Le bilan.

$F_{inv}$  : Les frais d'investissement.

$F_{exp}$  : Les frais d'exploitation.

## III.3.3 Dimensionnement des conduites

### III.3.3.1.1 Dimensionnement des différents tronçons de la première variante

Nous avons deux tronçons à dimensionner :

- Le premier tronçon, de longueur de 1295 ml, relie les forages projetés à une côte de 291.23 m NGA et la station de reprise qui sera projetée à la côte 446.94 m NGA.
- Le deuxième tronçon, avec une longueur de 4843 ml en reliant la station reprise et le réservoir R300 qui se trouve à une côte de 760.30 m NGA.

### III.3.3.1.1 Dimensionnement du premier tronçon (forages-SR)

Ce premier tronçon relie les forages d'alimentation et la station de reprise SR, il s'étale sur une longueur de 1295 m, avec un débit de  $0.058 \text{ m}^3/\text{s}$  et une hauteur géométrique de

$$H_g = 451.94 - 291.23 = 160.71 \text{ m}$$

Pour trouver le diamètre économique, on fait les calculs nécessaires, les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau III-5:** Calcul de la Hmt du tronçon forages-SR.

D (mm)	Q (m <sup>3</sup> /s)	V (m/s)	Ks/D (10 <sup>-3</sup> )	$\lambda$ (m)	L (m)	$\Delta H$ (m)	Hg (m)	Hmt (m)
150	0,06	3,33	0,20	0.013956	1295	132.54	160,71	293.25
200	0,06	1,87	0,15	0.013175	1295	27.24	160,71	187.95
250	0,06	1,20	0,12	0.012613	1295	7.99	160,71	168.70
300	0,06	0,83	0,10	0.012180	1295	2.94	160,71	163.65
350	0,06	0,61	0,0857	0.011832	1295	1.26	160,71	161.97
400	0,06	0,47	0,075	0.011541	1295	0.61	160,71	161.32
450	0,06	0,37	0,0667	0.011294	1295	0.32	160,71	161.03
500	0,06	0.3	0.06	0.01108	1295	0.187	160,71	160.89

Ces valeurs nous permettent de calculer les frais d'investissement résumés dans le tableau qui suit :

**Tableau III-6:** Frais d'amortissement de la conduite forages-SR.

Réalisation				
D (mm)	Prix d'un ml (DZD)	Longueur (m)	Amortissement	Frais d'amortissement (DZD)
150	4 658,50	1295	0,0888	535 708,87
200	6 360,18	1295	0,0888	731 395,26
250	8 080,31	1295	0,0888	929 203,33
300	10 552,90	1295	0,0888	1 213 541,29
350	13 534,75	1295	0,0888	1 556 442,11
400	15 937,51	1295	0,0888	1 832 749,90
450	18 684,54	1295	0,0888	2 148 647,36
500	21 430,00	1295	0,0888	2 464 364,28

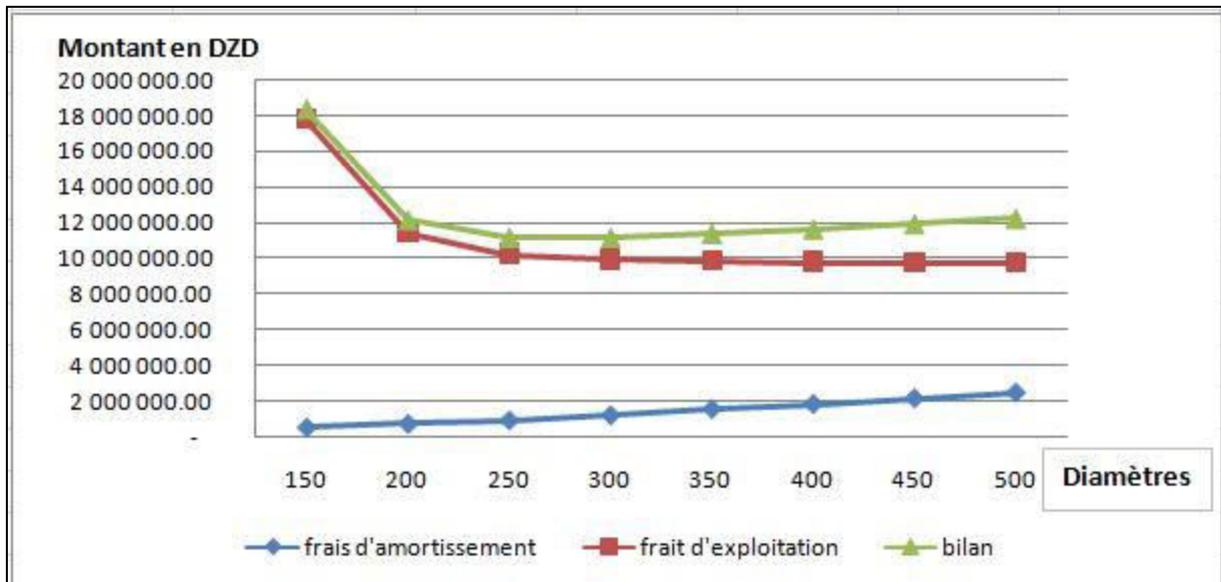
**Tableau III-7:** Frais d'exploitation de la conduite forage-SR.

Exploitation				
D (mm)	Puissance (KW)	Energie (KWh)	Prix unitaire (DZD)	Frais d'exploitation (DZD)
150	225.77	1977745.20	9,00	17 799 706.80
200	144.70	1267572.00	9,00	11 408 148.00
250	129.88	1137748.80	9,00	10 239 739.20
300	125.99	1103672.40	9,00	9 933 051.60
350	124.70	1092372.00	9,00	9 831 348.00
400	124.20	1087992.00	9,00	9 791 928.00
450	123.97	1085977.20	9,00	9 773 794.80
500	123.87	1085101.20	9,00	9 765 910.80

**Tableau III-8:** Bilan de la conduite forages-SR.

Bilan			
D (mm)	Frais d'investissement (DZD)	Frais d'exploitation (DZD)	Bilan (DZD)
150	535 708,87	17 799 706.80	18 335 415.67
200	731 395,26	11 408 148.00	12 139 543.26
250	929 203,33	10 239 739.20	11 168 942.53
300	1 213 541,29	9 933 051.60	11 146 592.89
350	1 556 442,11	9 831 348.00	11 387 790.11
400	1 832 749,90	9 791 928.00	11 624 677.90
450	2 148 647,36	9 773 794.80	11 922 442.16
500	2 464 364,28	9 765 910.80	12 230 275.08

Nous allons illustrer graphiquement les résultats obtenus dans le tableau précédent (les frais d'amortissement et le coût d'exploitation, y compris leur bilan) :



**Figure III-5:** Courbes de variation des frais d'exploitation, d'amortissement et leurs bilans du tronçon forages-SR.

D'après ce bilan, on déduit que le diamètre économique pour ce tronçon est de  $\phi 300 \text{ mm}$  avec une vitesse d'écoulement de 0.83 m/s.

On refait les mêmes calculs qu'on a faits pour le premier tronçon afin de déterminer le diamètre économique des tronçons qui restent.

### III.3.3.1.1.2 Dimensionnement de deuxième tronçon (SR-R300)

Ce tronçon relie la station de reprise et le réservoir R300, il s'étale sur une longueur de 4 843 m, avec un débit de  $0.0706 \text{ m}^3/\text{s}$  et une hauteur géométrique de :

$$H_g = 763.30 - 446.94 = 316.36 \text{ m}$$

**Tableau III-9:** Calcul de la Hmt du tronçon SR-R300.

D (mm)	Q (m <sup>3</sup> /s)	V (m/s)	Ks/D (10 <sup>-3</sup> )	$\lambda$ (m)	L (m)	$\Delta H$ (m)	Hg (m)	Hmt (m)
150	0,071	4.00	0.2	0.013956	4843	713.77	316.36	1030.13
200	0,071	2,25	0,150	0.0131748	4843	146.68	316.36	463.04
250	0,071	1,44	0,120	0.0126131	4843	43.03	316.36	359.39
300	0,071	1,00	0,100	0.0121803	4843	15.81	316.36	332.17
350	0,071	0,73	0,086	0.0118316	4843	6.79	316.36	323.15
400	0,071	0,56	0,075	0.0115414	4843	3.26	316.36	319.62
450	0,071	0,44	0,067	0.0112943	4843	1.71	316.36	318.07
500	0,071	0,36	0,060	0.0110799	4843	0.96	316.36	317.32

**Tableau III-10:** Frais d'amortissement de la conduite SR-R300.

Réalisation				
D (mm)	Prix d'un ml (DZD)	Longueur (m)	Amortissement	Frais d'amortissement (DZD)
150	4 658,50	4843	0.0888	2 003 427,06
200	6 360,18	4843	0,0888	2 735 248,83
250	8 080,31	4843	0,0888	3 475 005,19
300	10 552,90	4843	0,0888	4 538 363,29
350	13 534,75	4843	0,0888	5 820 732,93
400	15 937,51	4843	0,0888	6 854 060,05
450	18 684,54	4843	0,0888	8 035 443,38
500	21 430,00	4843	0,0888	9 216 151,51

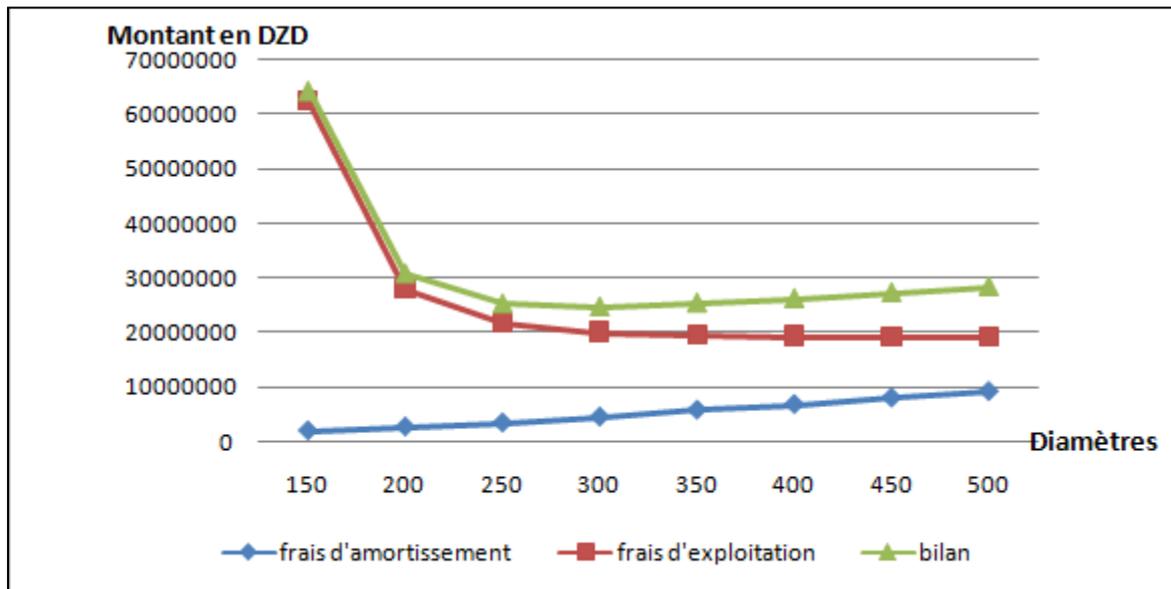
**Tableau III-11:** Frais d'exploitation de la conduite SR-R300.

Exploitation				
D (mm)	Puissance (KW)	Energie (KWh)	Prix unitaire (DZD)	Frais d'exploitation (DZD)
150	951.70	6947410.00	9,00	62 526 690.00
200	427.78	3122794.00	9,00	28 105 146.00
250	332.03	2423819.00	9,00	21 814 371.00
300	306.88	2240224.00	9,00	20 162 016.00
350	298.54	2179342.00	9,00	19 614 078.00
400	295.29	2155617.00	9,00	19 400 553.00
450	293.85	2145105.00	9,00	19 305 945.00
500	293.16	2140068.00	9,00	19 260 612.00

**Tableau III-12:** Bilan de la conduite SR-R300.

Bilan			
D (mm)	Frais d'investissement (DZD)	Frais d'exploitation (DZD)	Bilan (DZD)
150	2 003 427,06	62 526 690.00	64 530 117.06
200	2 735 248,83	28 105 146.00	30 840 394.83
250	3 475 005,19	21 814 371.00	25 289 376.19
300	4 538 363,29	20 162 016.00	24 700 379.29
350	5 820 732,93	19 614 078.00	25 434 810.93
400	6 854 060,05	19 400 553.00	26 254 613.05
450	8 035 443,38	19 305 945.00	27 341 388.38
500	9 216 151,51	19 260 612.00	28 476 763.51

Nous allons illustrer graphiquement les résultats obtenus dans le tableau précédent (les frais d'amortissement et le coût d'exploitation, y compris leur bilan) :



**Figure III-6:** Courbes de variation des frais d'exploitation, d'amortissement et leurs bilans du tronçon SR-R300.

D'après ce bilan, on déduit que le diamètre économique pour ce tronçon est de  $\phi 300$  mm avec une vitesse d'écoulement de 1 m/s.

### III.3.3.2 Dimensionnement des différents tronçons de la deuxième variante

Nous avons trois tronçons à dimensionner :

- Le premier tronçon, de longueur de 832 m, relie les forages projetés à une côte de 291.23 m NGA et la première station de reprise qui sera projetée à la côte 374.74 m NGA.
- Le deuxième tronçon, de longueur de 1416 m, relie la première station de reprise et une autre station projetée à la côte 583.57 m NGA.
- Le troisième tronçon, avec une longueur de 3890 m en reliant la deuxième station de reprise et le réservoir R300 qui se trouve à une côte de 760.30 m NGA.

#### III.3.3.2.1 Dimensionnement de premier tronçon (forages-SR1)

Ce tronçon relie les forages d'alimentation et la station de reprise SR1, il s'étale sur une longueur de 832 m, avec un débit de  $0.058 \text{ m}^3/\text{s}$  et une hauteur géométrique de

$$H_g = 379.74 - 291.23 = 88.51 \text{ m}$$

**Tableau III-13:** Calcul de la Hmt du tronçon forages-SR1.

D (mm)	Q (m <sup>3</sup> /s)	V (m/s)	Ks/D (10 <sup>-3</sup> )	$\lambda$ (m)	L(m)	$\Delta H$ (m)	Hg (m)	Hmt (m)
125	0.06	6.17	0.091	0.0119588	832	192.97	88.51	281.48
160	0,06	3.77	0,071	0.0114231	832	53.75	88.51	142.26
200	0,06	2.42	0,057	0.0109691	832	16.94	88.51	105.45
250	0,06	1.54	0,045	0.0105399	832	5.31	88.51	93.82
315	0,06	0.97	0,036	0.0101232	832	1.61	88.51	90.12
400	0,06	0.60	0,028	0.0097169	832	0.47	88.51	88.98
500	0,06	0.39	0,023	0.00936	832	0.15	88.51	88.66
630	0,06	0.24	0,018	0.00901	832	0.04	88.51	88.55

**Tableau III-14:** Frais d'amortissement de la conduite forages-SR1.

Réalisation				
D (mm)	Prix d'un ml (DZD)	Longueur (m)	Amortissement	Frais d'amortissement (DZD)
125	843.99	832	0.0888	62 355,33
160	1817,05	832	0,0888	102 137,62
200	2853,44	832	0,0888	159 799,99
250	4414,76	832	0,0888	248 080,38
315	6997,00	832	0,0888	373 680,57
400	11306,08	832	0,0888	599 578,00
500	17632,10	832	0,0888	932 101,35
630	26791,37	832	0,0888	1 476 178,01

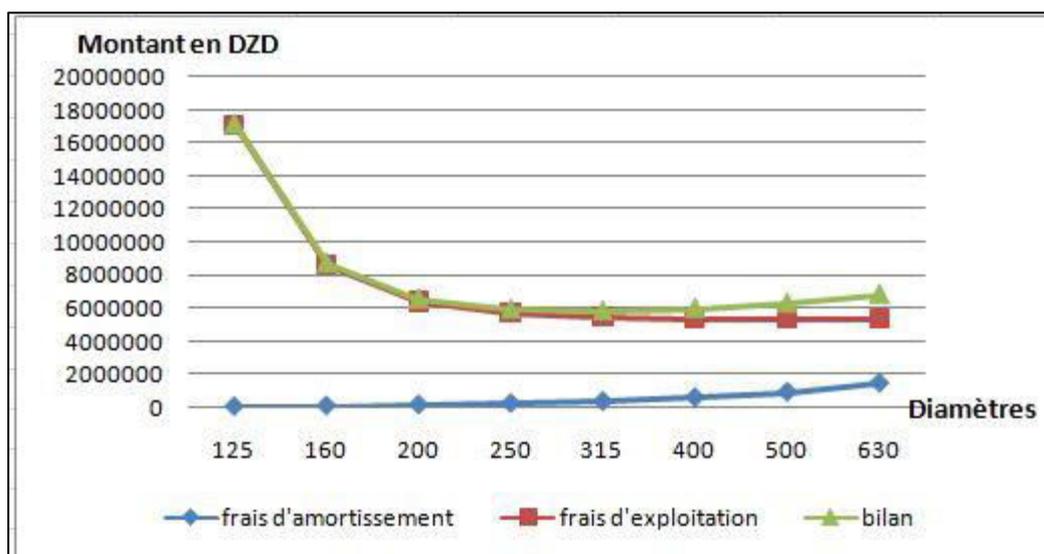
**Tableau III-15:** Frais d'exploitation de la conduite forage-SR1.

Exploitation				
D (mm)	Puissance (KW)	Energie (KWh)	Prix unitaire (DZD)	Frais d'exploitation (DZD)
125	216.71	1898379.60	9,00	17 085 416.40
160	109.53	959482.80	9,00	8 635 345.20
200	81.18	711136.80	9,00	6 400 231.20
250	72.23	632734.80	9,00	5 694 613.20
315	69.38	607768.80	9,00	5 469 919.20
400	68.50	600060.00	9,00	5 400 540.00
500	68.26	597957.60	9,00	5 381 618.40
630	68.18	597256.80	9,00	5 375 311.20

**Tableau III-16:** Bilan de la conduite forages-SR1.

Bilan			
D (mm)	Frais d'investissement (DZD)	Frais d'exploitation (DZD)	Bilan (DZD)
125	62 355,33	17 085 416.40	17 147 771.73
160	102 137,62	8 635 345.20	8 737 482.82
200	159 799,99	6 400 231.20	6 560 031.19
250	248 080,38	5 694 613.20	5 942 693.58
315	373 680,57	5 469 919.20	5 843 599.77
400	599 578,00	5 400 540.00	6 000 118.00
500	932 101,35	5 381 618.40	6 313 719.75
630	1 476 178,01	5 375 311.20	6 851 489.21

Nous allons illustrer graphiquement les résultats obtenus dans le tableau précédent (les frais d'amortissement et le coût d'exploitation, y compris leur bilan) :



**Figure III-7:** Courbes de variation des frais d'exploitation, d'amortissement et leurs bilans du tronçon forages-SR1.

D'après ce bilan, on déduit que le diamètre économique pour ce tronçon est de  $\phi 315$  mm avec une vitesse d'écoulement de 0.97 m/s.

### III.3.3.2 Dimensionnement de deuxième tronçon (SR1-SR2)

Ce tronçon relie la station de reprise SR1 et la station de reprise SR2, il s'étale sur une longueur de 1415 m, avec un débit de  $0.0706 \text{ m}^3/\text{s}$  et une hauteur géométrique de

$$H_g = 586.57 - 374.74 = 211.83 \text{ m}$$

**Tableau III-17:** Calcul de la Hmt du tronçon SR1-SR2.

D (mm)	Q (m <sup>3</sup> /s)	V (m/s)	Ks/D (10 <sup>-3</sup> )	$\lambda$ (m)	L (m)	$\Delta H$ (m)	Hg (m)	Hmt (m)
150	0,071	4,00	0,20	0.01396	1416	208.69	211,83	420.02
200	0,071	2,25	0,15	0.01317	1416	42.89	211,83	254.22
250	0,071	1,44	0,12	0.01261	1416	12.58	211,83	223.91
300	0,071	1,00	0,10	0.01218	1416	4.62	211,83	215.95
350	0,071	0,73	0,0857	0.01183	1416	1.98	211,83	213.31
400	0,071	0,56	0,075	0.01154	1416	0.95	211,83	212.28
450	0,071	0,44	0,0667	0.01129	1416	0.50	211,83	211.83
500	0,071	0,36	0,06	0.01108	1416	0.28	211,83	211.61

**Tableau III-18:** Frais d'amortissement de la conduite SR1-SR2.

Réalisation				
D (mm)	Prix d'un ml (DZD)	Longueur (m)	Amortissement	Frais d'amortissement (DZD)
150	4 658,50	1416	0,0888	585 763,52
200	6 360,18	1416	0,0888	799 734,12
250	8 080,31	1416	0,0888	1 016 024,64
300	10 552,90	1416	0,0888	1 326 930,09
350	13 534,75	1416	0,0888	1 701 870,29
400	15 937,51	1416	0,0888	2 003 995,26
450	18 684,54	1416	0,0888	2 349 409,01
500	21 430,00	1416	0,0888	2 694 625,34

**Tableau III-19:** Frais d'exploitation de la conduite SR1-SR2.

Exploitation				
D (mm)	Puissance (KW)	Energie (KWh)	Prix unitaire (DZD)	Frais d'exploitation (DZD)
150	388.04	2832692.00	9,00	25 494 228.00
200	234.86	1714478.00	9,00	15 430 302.00
250	206.87	1510151.00	9,00	13 591 359.00
300	199.51	1456423.00	9,00	13 107 807.00
350	197.07	1438611.00	9,00	12 947 499.00
400	196.12	1431676.00	9,00	12 885 084.00
450	195.70	1428610.00	9,00	12 857 490.00
500	195.50	1427150.00	9,00	12 844 350.00

**Tableau III-20:** Bilan de la conduite SR1-SR2.

Bilan			
D (mm)	Frais d'investissement (DZD)	Frais d'exploitation (DZD)	Bilan (DZD)
150	585 763,52	25 494 228.00	26 079 991.52
200	799 734,12	15 430 302.00	16 230 036.12
250	1 016 024,64	13 591 359.00	14 607 383.64
300	1 326 930,09	13 107 807.00	14 434 737.09
350	1 701 870,29	12 947 499.00	14 649 369.29
400	2 003 995,26	12 885 084.00	14 889 079.26
450	2 349 409,01	12 857 490.00	15 206 899.01
500	2 694 625,34	12 844 350.00	15 538 975.34

Nous allons illustrer graphiquement les résultats obtenus dans le tableau précédent (les frais d'amortissement et le coût d'exploitation, y compris leur bilan) :

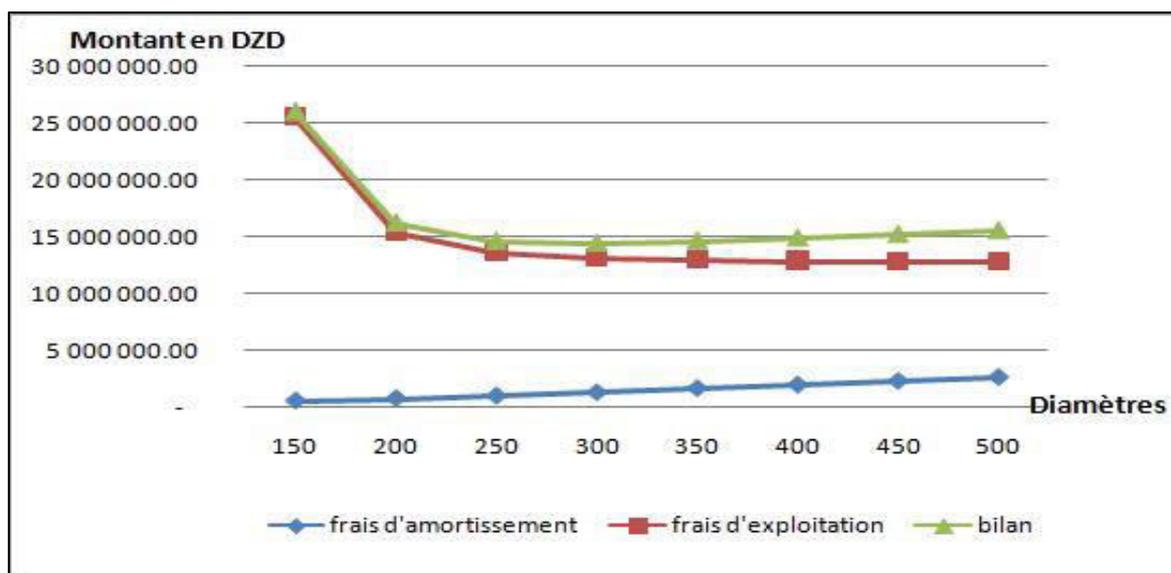


Figure III-8: Courbes de variation des frais d'exploitation, d'amortissement et leurs bilans du tronçon SR1-SR2.

Le diamètre économique à retenir est de  $\phi 300$  mm avec une vitesse d'écoulement de 1 m/s.

### III.3.2.3 Dimensionnement de troisième tronçon SR2-R300

Ce tronçon relie la station de reprise SR1 et la station de reprise SR2, il s'étale sur une longueur de 3890 m, avec un débit de  $0.0706 \text{ m}^3/\text{s}$  et une hauteur géométrique de :

$$H_g = 763.30 - 583.57 = 179.73 \text{ m}$$

Tableau III-21: Calcul de la Hmt du tronçon SR2-R300.

D (mm)	Q (m3/s)	V (m/s)	Ks/D ( $10^{-3}$ )	$\lambda$ (m)	L (m)	$\Delta H$ (m)	Hg (m)	Hmt (m)
150	0,071	4	0.2	0.01396	3890	573.31	179.73	753.04
200	0,071	2,25	0,15	0.01317	3890	117.813	179.73	297.54
250	0,071	1,44	0,12	0.01261	3890	34.566	179.73	214.30
300	0,071	1,00	0,10	0.01218	3890	12.701	179.73	192.43
350	0,071	0,73	0,08571	0.01183	3890	5.450	179.73	185.18
400	0,071	0,56	0,075	0.01154	3890	2.620	179.73	182.35
450	0,071	0,44	0,06667	0.01129	3890	1.373	179.73	181.10
500	0,071	0,36	0,06	0.01108	3890	0.771	179.73	180.50

Tableau III-22: Frais d'amortissement de la conduite SR2-R300.

Réalisation				
D (mm)	Prix d'un ml (DZD)	Longueur (m)	Amortissement	Frais d'amortissement (DZD)
150	4 658,50	3890	0.0888	1 609 194,97
200	6 360,18	3890	0,0888	2 197 009,70
250	8 080,31	3890	0,0888	2 791 197,64
300	10 552,90	3890	0,0888	3 645 309,35
350	13 534,75	3890	0,0888	4 675 335,76
400	15 937,51	3890	0,0888	5 505 325,95
450	18 684,54	3890	0,0888	6 454 238,02
500	21 430,00	3890	0,0888	7 402 607,76

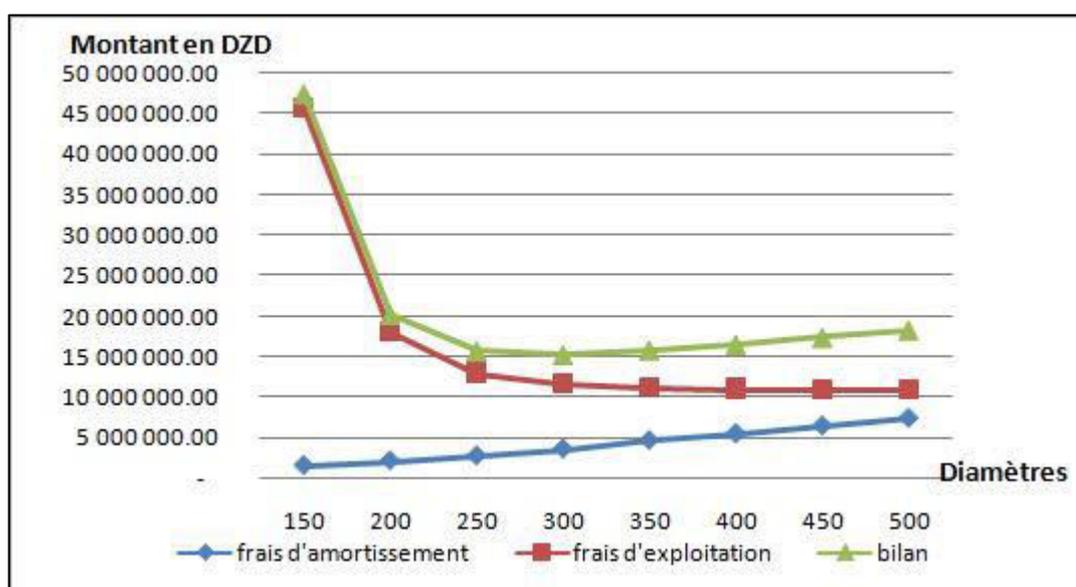
**Tableau III-23:** Frais d'exploitation de la conduite SR2-R300.

Exploitation				
D (mm)	Puissance (KW)	Energie (KWh)	Prix unitaire (DZD)	Frais d'exploitation (DZD)
150	695.71	5078683.00	9,00	45 708 147.00
200	274.89	2006697.00	9,00	18 060 273.00
250	197.98	1445254.00	9,00	13 007 286.00
300	177.78	1297794.00	9,00	11 680 146.00
350	171.08	1248884.00	9,00	11 239 956.00
400	168.47	1229831.00	9,00	11 068 479.00
450	167.32	1221436.00	9,00	10 992 924.00
500	166.76	1217348.00	9,00	10 956 132.00

**Tableau III-24:** Bilan de la conduite SR2-R300.

Bilan			
D (mm)	Frais d'investissement (DZD)	Frais d'exploitation (DZD)	Bilan (DZD)
150	1 609 194.97	45 708 147.00	47 317 341.97
200	2 197 009,70	18 060 273.00	20 257 282.70
250	2 791 197,64	13 007 286.00	15 798 483.64
300	3 645 309,35	11 680 146.00	15 325 455.35
350	4 675 335,76	11 239 956.00	15 915 291.76
400	5 505 325,95	11 068 479.00	16 573 804.95
450	6 454 238,02	10 992 924.00	17 447 162.02
500	7 402 607,76	10 956 132.00	18 358 739.76

Nous allons illustrer graphiquement les résultats obtenus dans le tableau précédent (les frais d'amortissement et le coût d'exploitation, y compris leur bilan) :



**Figure III-9:** Courbes de variation des frais d'exploitation, d'amortissement et leurs bilans du tronçon SR2-R300.

Le diamètre économique à retenir est de  $\phi 300$  avec une vitesse d'écoulement de 1 m/s.

Nous allons faire une comparaison entre les bilans des deux variantes :

**Tableau III-25:** Comparaison entre le coût des deux variantes.

Variantes	Bilan (DZD)			
	Premier tronçon	Deuxième tronçon	Troisième tronçon	Total (DZD)
Variante N01	11 146 592.89	24 700 379.29	-	35 846 972.18
Variante N02	5 843 599.77	14 434 737.09	15 325 455.35	35 603 792.21

On constate l'écart entre les bilans des deux variantes, qui est évalué à 243 179.97 DZD, soit deux cent quarante-trois mille cent soixante-dix-neuf dinars algériens et quatre-vingt-dix-sept centimes.

A cet effet, on opte pour la deuxième variante, qui contient trois tronçons, en acheminant de l'eau à partir des forages à Oued Mechtras, passant par deux stations de pompage, jusqu'au réservoir R300. C'est la variante techniquement la plus économique.

### III.3.3 Récapitulatif des résultats de la variante retenue

Dans le but d'obtenir un écoulement satisfaisant de l'eau dans les canalisations et pour ajuster les résultats obtenus aux exigences du client ainsi que la disponibilité des conduites et leur standardisation dans le marché, le tableau suivant illustre les différents diamètres économiques calculés pour les différents tronçons :

**Tableau III-26:** Récapitulatif des différents diamètres calculés.

Tronçon	Matière	Diamètre (mm)	Débit (m <sup>3</sup> /s)	Longueur (m)	$H_{mt}$ (m)
Forages-SR1	PEHD	315	0.0588	832	90.12
SR1-SR2	Fonte ductile	300	0.0706	1416	215.95
SR2-R300	Fonte ductile	300	0.0706	3890	192.43

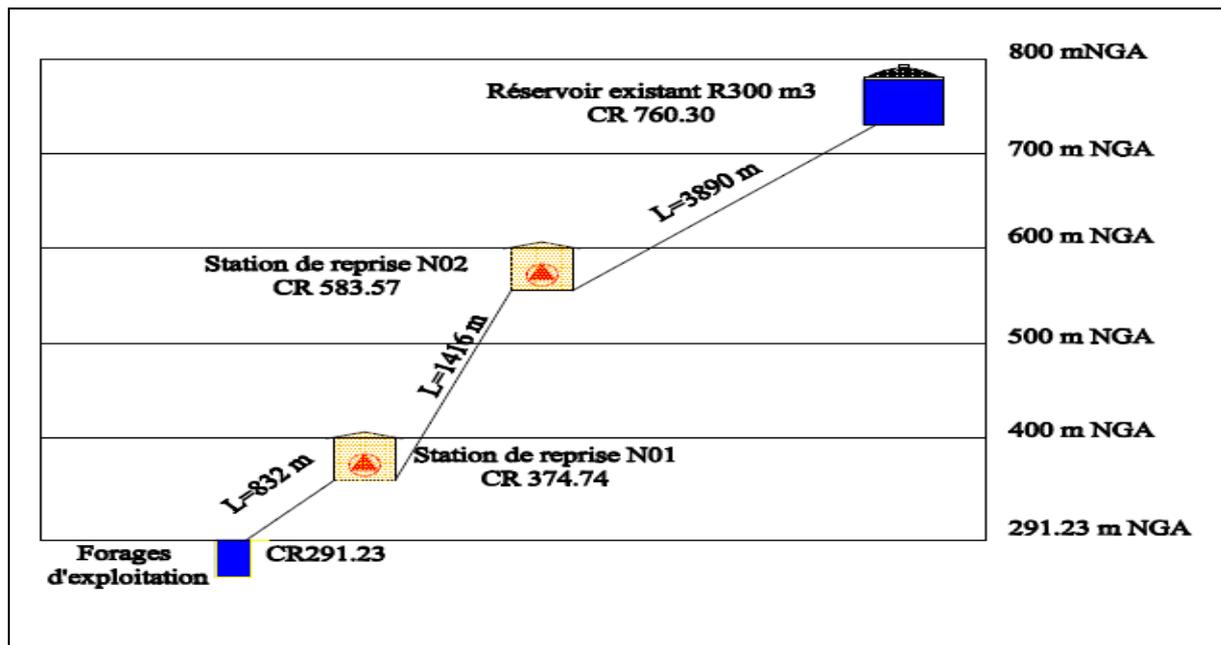
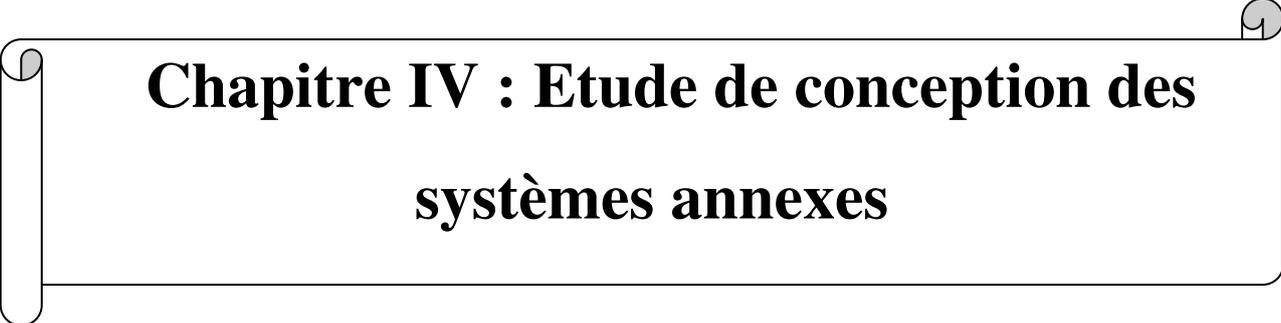


Figure III-10: Schéma descriptif de la variante retenue.

## Conclusion

Le dimensionnement de cette aduction a été fait de la façon la plus économique et technique possible afin d'avoir un coût minimal tout en respectant les consignes de sécurité de longévité de l'adduction. En effet, l'adduction se fait par refoulement le long des trois différents tronçons.

Dans ce chapitre, on a pu déterminer les diamètres économiques des conduites dans tous les tronçons. On a également calculé les pertes de charges et les hauteurs manométriques totales pour chaque tronçon, ce qui constituera une base de calcul pour le chapitre consacré aux pompes.

A decorative horizontal border with rounded ends, resembling a scroll or a ribbon, containing the chapter title. The border is black with a slight shadow effect.

## **Chapitre IV : Etude de conception des systèmes annexes**

**Chapitre IV : Etude de conception des systèmes annexes****Introduction**

Dans la conduite de refoulement, l'eau est généralement transférée à partir d'une ou plusieurs stations de pompage vers un réservoir de stockage. Dans ce chapitre, nous étudions les différents systèmes annexes de ce transfert d'eau.

**IV.1 Réservoirs****IV.1.1 Définition**

Un réservoir est un ouvrage hydrotechnique, une structure de projet de conservation de l'eau, et sa fonction principale est de stocker l'excès d'eau pendant les périodes de faible consommation afin qu'il puisse être restitué pendant les heures de pointe. Après avoir estimé l'importance de la pénurie d'eau dans les localités concernées par l'étude, il faut déterminer la taille, la capacité du réservoir responsable de la sécurité de l'inventaire.

**IV.1.2 Fonctions des réservoirs**

- Les réservoirs servent à compenser l'écart entre le régime de production d'eau et celui de la consommation.
- Ils constituent une réserve en cas des imprévus (rupture, panne des pompes, réparations, extension du réseau ...).
- Ils constituent aussi une réserve d'eau en cas d'incendie.
- Ils maintiennent l'eau à l'abri des risques de contamination et la préservant contre les fortes variations de températures.
- Simplification de l'exploitation.
- Les réservoirs sont appelés également réservoirs tampons, lorsqu'ils jouent un rôle de relais.

Les fonctions générales assurées par les réservoirs d'eau potable sont classées en fonctions techniques et économiques qui se résument dans le tableau suivant :

**Tableau IV-1:** Fonctions des réservoirs.

Fonctions techniques	Fonctions économiques
<ul style="list-style-type: none"><li>- Régulation des débits.</li><li>- Sécurité d'approvisionnement.</li><li>- Régulation de la pression.</li><li>- Simplification de l'exploitation.</li><li>- Réacteur participant au traitement</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>- Réduction des investissements sur les ouvrages de production.</li><li>- Réduction des investissements sur le réseau de distribution.</li><li>- Réduction des dépenses d'énergie.</li></ul>

**IV.1.3 Classification des réservoirs**

Selon les critères pris en considération, les réservoirs peuvent être classés de diverses manières, selon :

- La nature des matériaux de construction, on distingue des :
  - ❖ Réservoirs métalliques.
  - ❖ Réservoirs en maçonnerie.
  - ❖ Réservoirs en béton armé ou précontraint.
- La situation des lieux ou par rapport à la surface du sol, les réservoirs peuvent être :
  - ❖ Enterrés.
  - ❖ Semi-enterrés.
  - ❖ Surélevés ou sur tour.
- Leurs formes géométriques :
  - ❖ Réservoirs cylindriques.
  - ❖ Réservoirs rectangulaires.
  - ❖ Réservoirs de forme quelconque (sphérique, conique...).
- L'usage des réservoirs, on peut classer :
  - ❖ Réservoirs principaux d'accumulation et de stockage.
  - ❖ Réservoirs d'équilibre.
  - ❖ Réservoirs tampon.
  - ❖ Réservoirs de traitement.
  - ❖ Bâche de reprise.
  - ❖ Brise charge.

**IV.1.4 Emplacement d'un réservoir**

Le choix du site d'implantation d'un réservoir est généralement effectué sur la base des considérations techniques et économiques, il dépend aussi des conditions de la topographie et de la nature du sol. En effet, l'objectif recherché est de prévoir à réaliser un système d'adduction techniquement satisfaisant et peu coûteux. Pour cela, on est amené à respecter les exigences suivantes :

- Être le plus près possible du centre de gravité de l'agglomération qu'il doit alimenter.
- L'alimentation du réseau doit se faire par gravité.

- L'altitude du réservoir, plus précisément du radier, doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée dans le réseau.
- L'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés en pression suffisante.
- L'accessibilité.

### **IV.1.5 Choix de type du réservoir**

Les facteurs intervenants dans le choix de type du réservoir sont :

- La topographie de la région à desservir.
- Les conditions hydrauliques (capacité, pression...).
- La facilité d'exploitation.
- Les facteurs économiques.

Les réservoirs enterrés et semi-enterrés présentent des avantages par rapport au réservoir surélevé, parmi ces avantages on cite :

- Economie sur les frais de construction.
- Etude architecturale très simplifiée.
- Etanchéité plus facile à réaliser.
- Conservation à une température constante de l'eau emmagasinée.

### **IV.1.6 Equipements des réservoirs**

Pour accomplir leurs fonctions convenablement, les réservoirs doivent être équipés de :

#### **IV.1.6.1 Conduite d'arrivée**

La conduite d'arrivée peut être de type refoulement comme elle peut être gravitaire. Le branchement de cette conduite sur le mur du réservoir a une grande influence sur le phénomène de brassage des eaux entrant et sortant du réservoir après un certain temps.

L'arrivée des eaux par la conduite peut être soit par le haut, soit par une conduite noyée à partir d'un plan d'eau. On privilégie toujours l'arrivée par le bas ou en siphon noyé pour renouveler l'eau en créant un mélange de turbulence et un écoulement par rouleau. Cependant, pour notre cas, il s'agit d'une eau de forage qui nécessite une oxygénation, par conséquent, on va installer la conduite d'arrivée par le haut.

Le débouché de la conduite d'adduction dans le réservoir doit pouvoir s'obstruer quand l'eau atteint, dans la cuve, son niveau maximal : obturation par robinet-flotteur si l'adduction est gravitaire ou dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.

**IV.1.6.2 Conduite de départ**

L'orifice de départ de la conduite de distribution est placé entre 0,15 à 0,20 m au-dessus du radier et à l'opposé de la conduite d'arrivée, pour éviter l'introduction de la boue ou du sable qui éventuellement pourraient se décanter dans la cuve et faciliter le brassage de l'eau. Equipé avec une crépine coudée afin d'éviter le vortex.

**IV.1.6.3 Conduite de trop-plein**

Cette conduite permet d'évacuer l'excès d'eau arrivant au réservoir au cas où la pompe ne s'arrête pas, dont le niveau d'eau dans ce dernier atteint la limite maximale. Si le réservoir est compartimenté, chaque cuve doit avoir une conduite de trop plein, ces conduites (de trop plein de chaque cuve) doivent se réunir dans la chambre de manœuvre, pour former un joint hydraulique évitant la pénétration de tout corps étranger.

**IV.1.6.4 Conduite de vidange**

Elle est placée au point le plus bas du radier afin d'évacuer les dépôts, elle est munie d'un robinet vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable qui entraîne une difficulté de manœuvre.

La conduite de vidange fonctionne lorsqu'on prévoit une éventuelle réparation ou un nettoyage du réservoir. Elle est généralement raccordée à la canalisation du trop-plein.

**IV.1.6.5 Conduite de by-pass**

C'est une conduite qui assure la continuité de la distribution en cas de travaux de maintenance ou dans le cas de vidange de la cuve. Elle relie la conduite d'adduction avec celle de la distribution.

**IV.1.6.6 Matérialisation de la réserve d'incendie**

La réserve d'incendie doit être toujours disponible afin de répondre aux besoins urgents dus aux éventuels incendies.

**IV.1.7 Exigences techniques à satisfaire**

La conception d'un réservoir doit répondre aux certaines exigences :

- Résistance : Le réservoir doit équilibrer les efforts auxquels il est soumis dans toutes ses parties.
- Etanchéité : Le réservoir doit constituer pour le liquide qu'il contient un volume clos et sans fuites.
- Durabilité : Les matériaux constituant tous les éléments du réservoir doivent conserver leur propriété après un long contact avec le liquide qu'il est destiné à retenir.

**IV.1.8 Entretien des réservoirs**

Une surveillance régulière des réservoirs est de rigueur pour vérifier d'éventuelles fissures ainsi que le phénomène de corrosion sur les parties métalliques.

Un soin particulier est apporté au nettoyage des cuves, opération comportant plusieurs étapes telles que :

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

**IV.1.9 Hygiène et sécurité**

Les réservoirs d'eau potable doivent suivre certaines normes d'hygiène et de sécurité afin de protéger l'eau de toute pollution en provenance de l'extérieur. Par conséquent les réservoirs doivent :

- Comporter une couverture qui protège l'eau contre les variations de température et l'introduction des corps étrangers.
- Etre éclairés en laissant quelques ouvertures munies d'épais plaques de verre.
- Avoir les robinets de puisage et cela pour faciliter l'exécution des prélèvements nécessaires aux contrôles des eaux de consommation.
- Avoir un périmètre de protection afin d'éviter tout rapprochement d'animaux ou d'individus étrangers (sauf le personnel exploitant).
- Etre aérés par des orifices de grillage.

**IV.1.10 Calcul de la capacité des réservoirs**

Le volume d'eau à stocker peut-être réparti sur un ou plusieurs réservoirs en fonction de l'importance de la collectivité à alimenter.

La capacité d'un réservoir doit être estimée en tenant compte des variations de débit à l'entrée comme à la sortie. C'est-à-dire, d'une part, du mode d'exploitation des ouvrages situées en amont, et d'autre part de la variabilité de la demande.

La capacité d'un réservoir peut être calculée selon deux méthodes, à savoir :

- La méthode analytique.
- La méthode graphique.

### IV.1.10.1 Méthode analytique

La méthode analytique consiste à faire un calcul de résidus entre un régime d'alimentation qui est caractérisé par un débit constant et un régime de consommation caractérisé par un débit variable (en fonction de la consommation des habitants).

Le volume qui ressort de ce calcul est comme suit :

$$V_r = \frac{a \times Q_{maxj}}{100} \quad (IV-1)$$

$V_r$  : La capacité résiduelle ( $m^3$ ).

$a$  : La fraction horaire du débit maximum journalier ( $m^3/j$ ).

$Q_{maxj}$  : La consommation maximale journalière.

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

$$V_T = V_r + V_{inc} \quad (IV-2)$$

$V_T$  : Capacité totale du réservoir ( $m^3$ ).

$V_{inc}$  : Volume d'incendie estimé à 120 ( $m^3$ ).

- **Détermination du résidu maximum dans les réservoirs :**

Pour dimensionner un réservoir, on est appelé à déterminer le résidu maximum. Souvent, celui-ci peut être localisé aux environs des heures de pointe où la consommation est élevée. La variation entre le débit entrant et le débit à distribuer peut nous permettre sa localisation.

Donc, si la différence de débit entrant au réservoir est supérieure à celui qui sort de ce dernier, cela indique qu'il y a un surplus, et dans le cas contraire, on aura un déficit.

On détermine ensuite le résidu dans le réservoir pour chaque heure. La valeur maximale trouvée sera le pourcentage du volume de stockage.

### IV.1.10.2 Méthode graphique

Cette méthode est basée sur le tracé des courbes de 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.

$$R_{max} = |V|^+ + |V|^- \quad (IV-3)$$

Le volume de régulation  $V_r$  est calculé selon la formule suivante :

$$V_r = \frac{Q_{maxj} \times R_{max}}{100} \quad (IV-4)$$

Donc le volume total sera :

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

$V_T$  : Capacité totale du réservoir ( $m^3$ ).

$V_{inc}$  : Volume d'incendie ( $m^3$ ).

La capacité théorique des réservoirs est déterminée par la méthode analytique. Cette méthode se base sur la répartition horaire du débit entrant et du débit sortant du réservoir pendant vingt-quatre heures (24h) de consommation. Ces débits sont exprimés en pourcentage de la consommation maximale journalière.

La répartition des pourcentages de consommation (débit sortant) sur les vingt-quatre heures est déterminée dans le chapitre II. La répartition des pourcentages du débit entrant sur les vingt-quatre heures est déterminée en fonction du mode d'arrivée.

Arrivée par refoulement permanente sur vingt heures (20h/24h). Donc, le pourcentage du débit entrant sera égal à 5 % pour les vingt tranches horaires et il est nul pour les quatre heures qui restent.

**Tableau IV-2:** Capacité horaire du réservoir Fekrane.

Heures	Apports (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	0	1,5	-	1,5	5.5
1-2	0	1,5	-	1,5	4
2-3	0	1,5	-	1,5	2.5
3-4	0	1,5	-	1,5	1
4-5	5	2,5	2.5	-	3.5
5-6	5	3,5	1.5	-	5
6-7	5	4,5	0.5	-	5.5
7-8	5	5,5	-	0.5	5
8-9	5	6,25	-	1.25	3.75
9-10	5	6,25	-	1.25	2.5
10-11	5	6,25	-	1.25	1.25
11-12	5	6,25	-	1.25	0
12-13	5	5	0	-	0
13-14	5	5	0	-	0
14-15	5	5,5	-	0.5	-0.5
15-16	5	6	-	1	-1.5
16-17	5	6	-	1	-2.5
17-18	5	5,5	-	0.5	-3
18-19	5	5	0	-	-3
19-20	5	4,5	0.5	-	-2.5
20-21	5	4	1	-	-1.5

**Tableau IV-3:** Capacité horaire du réservoir Fekrane (suite).

21-22	5	3	2	-	0.5
22-23	5	2	3	-	3.5
23-24	5	1,5	3.5	-	7
Total	100	100	-	-	-

Le volume résiduel du réservoir est :

$$V_r = \frac{7 + |-3|}{100} \times Q_{maxj} = \frac{10}{100} \times 8395.17$$

$$V_r = 839.517 (m^3).$$

La capacité totale sera :

$$V_T = 839.517 + 120 = 959.517 (m^3).$$

**Tableau IV-4:** Besoins de stockage des localités desservies à partir du réservoir Fekrane.

Horizon	$Q_{maxj}$ ( $m^3$ )	Volume résiduel ( $m^3$ )	Volume incendie ( $m^3$ )	Volume total ( $m^3$ )	Volume disponible ( $m^3$ )	Déficit /Surplus ( $m^3$ )
2051	8395.17	839.517	120	959.517	800	-159.517

Les deux réservoirs existant d'une capacité respectivement de 300 et de 500  $m^3$  à Fekrane ne sont pas suffisants pour l'alimentation de l'agglomération à l'horizon de 2051. Donc, il faut projeter un nouveau réservoir d'une capacité de 200  $m^3$  pour pouvoir satisfaire les besoins de toute l'agglomération de Souk El Ténine.

#### **IV.1.11 Estimation de la capacité de la bache de l'aspiration**

Pour toutes les stations de pompage, l'alimentation des pompes en eau se fait à partir d'une bache de reprise.

Le plan d'eau de la bache doit être plus élevé que le niveau de l'axe des pompes afin de se mettre à l'abri d'éventuels problèmes d'amorçage et de cavitation.

Le dimensionnement de la bache est basé sur le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge qui est généralement, estimé à une heure contrairement aux normes européennes, il est évalué à 15 minutes.

$$V_{bache} = \frac{Q_{maxj} \times t}{T} \tag{IV-5}$$

$t$  : Temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge ( $t = 1 h$ ) ;

$T$  : Temps de fonctionnement de la station de pompage ( $T = 20h$ ).

### IV.1.11.1 Dimensionnement du réservoir de la SR

Pour notre cas, nous avons un pompage de 24h/24h à partir des forages implantés à Fekrane et un refoulement de 20h/24h à partir de la station de pompage SR1. Pour cela, on dimensionne la bache de l'aspiration en ajoutant le volume reçu durant les quatre heures ;

$$V_{b\grave{a}che} = \frac{5085.17}{20} + \frac{5085.17 \times 4}{24} = 254.26 + 847.53 = 1100 \text{ m}^3$$

On prendra un réservoir de capacité standard de 1200 m<sup>3</sup>.

### IV.1.11.2 Dimensionnement du réservoir de la SR2

La deuxième station de pompage fonctionne également 20h/24h, d'où le volume de son réservoir se calcule de la manière suivante :

$$V_{b\grave{a}che} = \frac{5085.17}{20} = 254.26 \text{ m}^3$$

On prendra un volume standard de 300 m<sup>3</sup> avec une forme rectangulaire.

### IV.1.12 Dimensions des réservoirs à projeter

En ce qui concerne la forme des réservoirs, nous optons pour des réservoirs à section cylindrique, puisque nos volumes sont tous inférieurs à 10000 m<sup>3</sup>.

La hauteur de l'eau dans la cuve est comprise entre 3 et 6 m en moyenne. Toutefois, les réservoirs de grande capacité des agglomérations importantes peuvent présenter des hauteurs d'eau comprises entre 7 et 10 m.

- Diamètre de la cuve :

$$S = \frac{V}{h} \Rightarrow \frac{\pi \times D^2}{4} = \frac{V}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times V}{\pi \times h}} \quad (\text{IV-6})$$

$V$  : Capacité normalisée du réservoir (m<sup>3</sup>).

$S$  : Section du réservoir (m<sup>3</sup>).

$D$  : Diamètre de la cuve (m).

$h$  : Hauteur d'eau (m).

- La hauteur de la réserve d'incendie  $h_{inc}$  :

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} \quad (\text{IV-7})$$

Les différentes dimensions des réservoirs projetés sont regroupées dans le tableau qui suit :

**Tableau IV-5:** Récapitulatif des différentes dimensions réservoirs projetés.

Réservoir	Forme géométrique	Volume (m <sup>3</sup> )	Hauteur d'eau (m)	Section (m <sup>2</sup> )	Diamètre (m)	Hauteur de la réserve d'incendie (m)
Fekrane	Cylindrique	200	3	71	9.5	1.80
SR1	Cylindrique	1200	5	240	17.5	-
SR2	Cylindrique	300	3	100	11.5	-

### IV.1.13 Conclusion

Après l'évaluation des besoins en stockage de notre zone d'étude, nous concluons que l'agglomération de Souk El Ténine qui dispose actuellement de deux réservoirs avec une capacité de 300 et de 500 m<sup>3</sup> de volume, nous avons besoin d'un réservoir supplémentaire avec un volume de 200 m<sup>3</sup> afin d'assurer l'alimentation à l'horizon 2051, avec deux bâches d'aspiration pour les deux stations de pompage avec des capacités de 1200 m<sup>3</sup> et 300 m<sup>3</sup>.

### IV.2 Station de pompage

Dans ce chapitre, on s'intéresse à l'étude et le choix des pompes adaptées à l'usage de notre projet. Ce qui nous permettra d'assurer la charge et le débit demandés au niveau des stations de reprises projetées le long de la chaîne d'adduction et la protection du système contre les phénomènes transitoires.

Mais le bon fonctionnement d'une installation de pompage ne dépend pas seulement de la qualité des pompes, mais aussi, et pour une très large part, de la façon dont l'installation a été conçue, puis réalisée et finalement exploitée.

Avant d'entamer cette étude, nous essayons de donner quelques généralités théoriques concernant les pompes.

#### IV.2.1 Généralités

##### IV.2.1.1 Définition

- Les stations de pompages sont des stations où l'eau est collectée avant d'être distribuée vers différentes destinations dans un réseau de canalisations, après son extraction de différentes profondeurs et de multiples sources.
- Les pompes sont considérées comme étant l'élément central d'une station de pompage. Ce sont des appareils mécaniques qui aspirent des liquides (eau comme notre cas, huiles, essence...) à une pression initiale pour les faire véhiculer et ensuite refouler à une pression finale plus élevée dans un endroit voulu. Ainsi, les pompes sont comme étant des

génératrices de débit ou de puissance qui transforment l'énergie mécanique qui les alimente en énergie hydraulique.

La pompe est entraînée par un moteur électrique, elle peut être une pompe à axe :

- Horizontal.
- Vertical.
- Oblique.

### **IV.2.1.2 Principe de fonctionnement des pompes**

La principale caractéristique de la pompe centrifuge consiste à convertir l'énergie d'une source de mouvement du moteur d'abord en énergie cinétique puis en énergie de pression.

Le rôle d'une pompe consiste en effet à conférer de l'énergie au liquide pompé (énergie transformée ensuite en débit et en hauteur d'élévation) selon les caractéristiques de fabrication de la pompe elle-même, et en fonction des besoins spécifiques à l'installation.

Le fonctionnement est simple : ces pompes utilisent l'effet centrifuge pour déplacer le liquide et augmenter sa pression.

À l'intérieur d'une chambre hermétique équipée d'entrée et de sortie, tourne une roue à palettes, le véritable cœur de la pompe.

La roue est l'élément tournant de la pompe qui convertit l'énergie du moteur en énergie cinétique.

Lorsque le liquide entre dans le corps de la pompe, la roue projette le fluide à la périphérie du corps de la pompe grâce à la force centrifuge produite par la vitesse de la roue : le liquide emmagasine ainsi une énergie potentielle qui sera transformée en débit et en hauteur d'élévation.

Ce mouvement centrifuge provoque au même moment une dépression capable d'aspirer le fluide à pomper.

En connectant ensuite la pompe à la tuyauterie de refoulement, le liquide sera facilement canalisé et atteindra l'extérieur de la pompe.

Le système centrifuge présente d'innombrables avantages par rapport aux autres types de pompage ; il garantit un volume d'encombrement réduit, un service relativement silencieux et une mise en œuvre facile avec tous les types de moteurs électriques disponibles sur le marché.

### IV.2.2 Choix de variantes pour les stations de pompage

Les conditions de choix de variantes pour la station de pompage sont :

- ❖ Conditions géologiques favorables (stabilité du sol).
- ❖ Rapprocher les ouvrages (prise d'eau-station de pompage).
- ❖ Eviter les zones inondables.
- ❖ Choisir le cheminement le plus court pour la conduite de refoulement réduire les pertes de charge ainsi que les travaux de terrassement.
- ❖ Prévoir l'accès à la station de pompage et un système de drainage.
- ❖ Prévoir une plateforme à l'entrée de la station de pompage surélevée par rapport à la chaussée de [15 à 30] cm.

### IV.2.3 Couplage des pompes

Au cas où les caractéristiques des pompes ne sont pas suffisantes aux besoins présentés, le couplage des pompes est possible soit en série, soit en parallèle. L'association en série des pompes permet d'augmenter la hauteur manométrique totale pour une même valeur du débit, tandis que l'association en parallèle augmente le débit en gardant la hauteur manométrique identique.

Le couplage des pompes peut aussi avoir un avantage économique si les pompes associées valent moins cher qu'une seule pompe qui leur est équivalente, et permet aussi de gagner du temps.

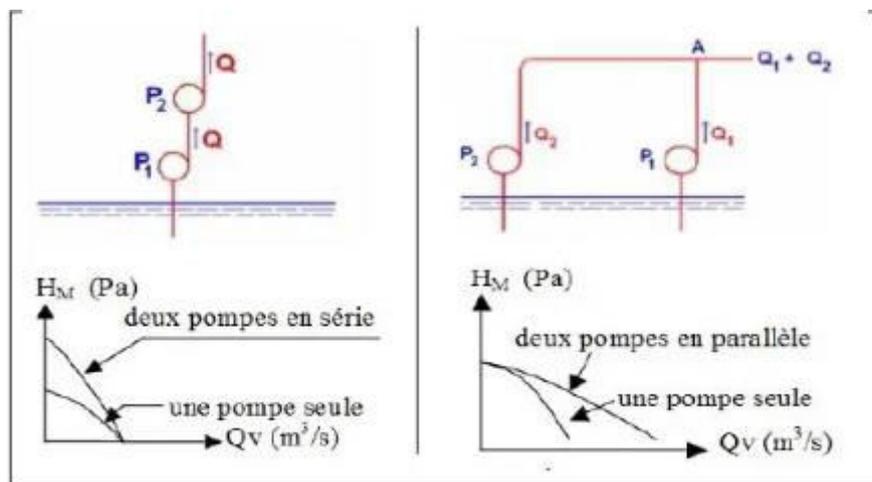
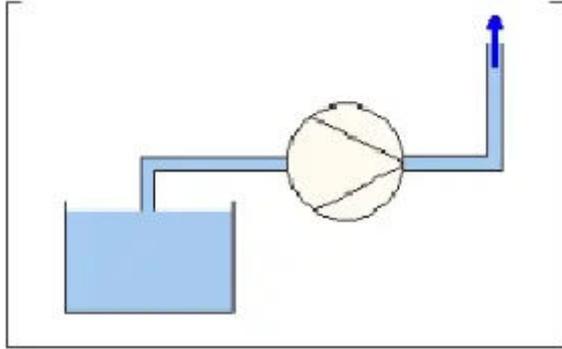


Figure IV-1: Couplage des pompes.

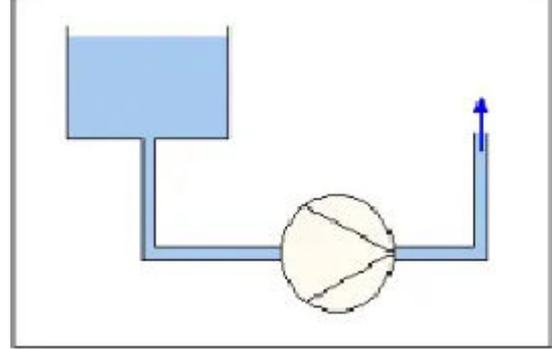
### IV.2.4 Montage des pompes

Une pompe est dite montée en charge si elle se situe en-dessous du bac d'aspiration, dans ce cas, lorsque tout le circuit est correctement installé, elle se remplit toute seule du

liquide à aspirer. Une pompe est montée en aspiration s'il s'agit du contraire, et là, elle est initialement vide de tout liquide, elle doit se remplir ou être remplie avant la mise en marche.



**Figure IV-2:** Pompe montée en aspiration.



**Figure IV-3:** Pompe montée en charge.

## IV.2.5 Choix des pompes

### IV.2.5.1 Critères de choix du type des pompes

Les critères du choix de pompe sont :

- Assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale.
- Vérifier la condition de non cavitation.
- Encombrement et poids les plus faibles.
- Vitesse de rotation la plus élevée.
- Puissance absorbée minimale.
- Être fabriquée en série.

### IV.2.5.2 Choix de nombre des pompes

Les critères de choix du nombre des pompes sont :

- Nombre de pompes minimal.
- Meilleur rendement.
- Vitesse de rotation élevée.
- Puissance absorbée minimale.
- Charge nette d'aspiration requise (NPSH)<sub>r</sub> minimale.

### IV.2.5.3 Choix de nombre des pompes de secours

Le nombre des pompes de secours dépend du nombre de pompes installées :

- ❖ Si  $1 < n < 4 \Rightarrow$  on opte une seule pompe de secours.
- ❖ Si  $4 < n < 6 \Rightarrow$  on opte deux pompes de secours.
- ❖ Si  $n \geq 6 \Rightarrow$  on opte trois pompes de secours.

IV.2.5.4 Choix de moteur électrique

Ce choix dépend de plusieurs critères tels que :

- ✓ Puissance absorbée de la pompe.
- ✓ Position de l'arbre de transmission (horizontale ou verticale).
- ✓ Tension d'alimentation en fonction de la puissance de moteur et de l'investissement.
- ✓ Vitesse de rotation de la pompe.

IV.2.5.5 Station de pompage SP1

D'après les données recueillies et le calcul hydraulique dans le chapitre précédent, nous avons :

Données :

$$Q = 70.63 \text{ l/s}$$

$$H_{mt} = 215.95 \text{ m}$$

$$H_g = 211.83 \text{ m}$$

Tableau IV-6: Caractéristiques de la pompe sélectionnée pour la SR1.

Type de pompe	Débit (l/s)	Hmt (m)	Rendement (%)	Puissance (KW)	Vitesse de rotation (tr/min)	(NPSH)r (m)
PM 125/3D	72.7	216	75.9	210	2970	6.33

D'après le tableau précédent, nous avons une seule variante qui convient à notre cas avec une seule pompe centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal du type (CAPRARI PM 125/3D), et une seule pompe de secours ayant les mêmes caractéristiques avec celle retenue.

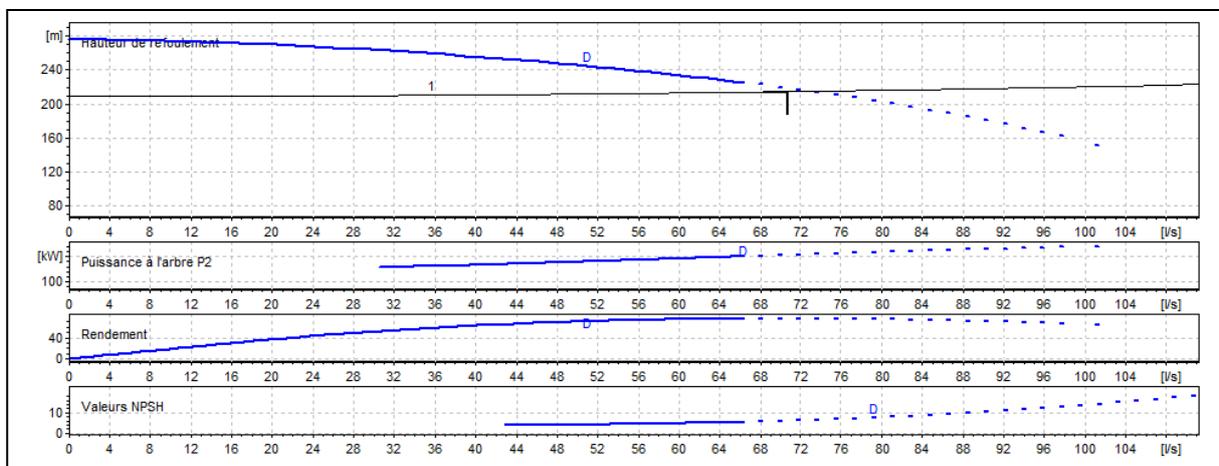


Figure IV-4: Courbes caractéristiques de la pompe de SR1.

On constate que les coordonnées du point de fonctionnement de la pompe sont les mêmes avec les coordonnées du point désiré. A cet effet, la pompe n'a pas besoin d'une modification ou une adaptation.

D'après le catalogue CAPRARI, les caractéristiques de moteur correspond à la pompe choisie sont récapitulées dans le tableau suivant :

**Tableau IV-7:** Caractéristiques du moteur de SR1.

N° produits	Nombre de pôles	Vitesse (tr/min)	Poids (KG)
315L2-200	2	2950	1770

**IV.2.5.6 Station de pompage SP2**

**Données :**

$$Q = 70.63 \text{ l/s}$$

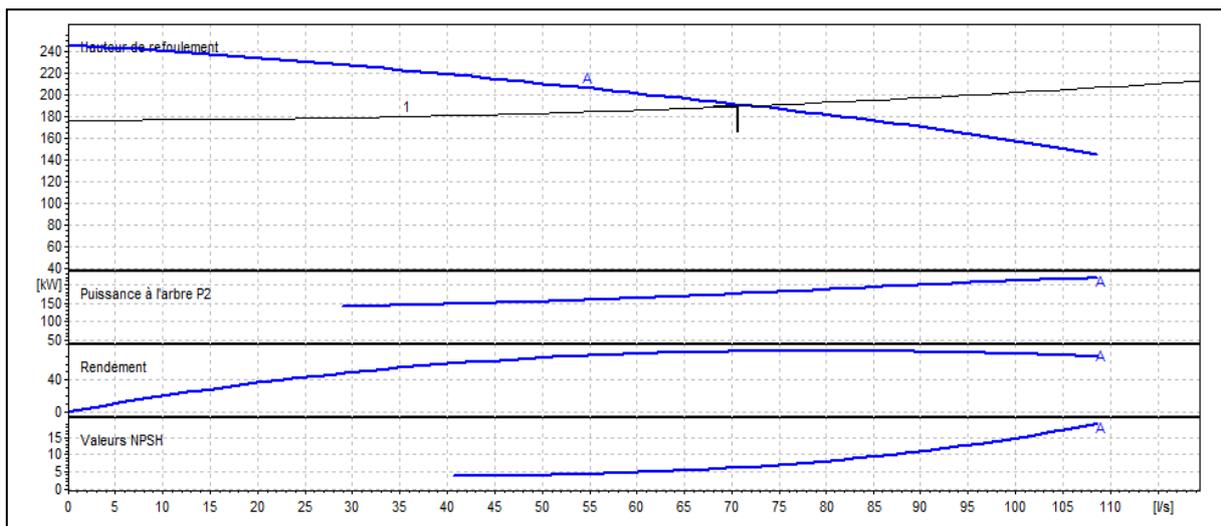
$$H_{mt} = 192.43 \text{ m}$$

$$H_g = 179.73 \text{ m}$$

**Tableau IV-8:** Caractéristiques de la pompe sélectionnée pour la SR2.

Type de pompe	Débit (l/s)	Hmt (m)	Rendement (%)	Puissance (KW)	Vitesse de rotation (tr/min)	(NPSH)r (m)
PM 125/2A	72.3	193	75.8	181	2830	6.36

Pour cette station de pompage SP2, on choisit une pompe centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal du type (CAPRARI PM 125/2A), avec une seule pompe de secours ayant les mêmes caractéristiques avec celle retenue.



**Figure IV-5:** Courbes caractéristiques de la pompe de SR2.

Vu que la pompe choisie nous donne exactement notre point de fonctionnement, donc elle ne nécessite pas une adaptation ou une modification.

D’après le catalogue CAPRARI, les caractéristiques de moteur correspond à la pompe choisie sont récapitulées dans le tableau suivant :

**Tableau IV-9:** Caractéristiques du moteur de SR2.

N° produits	Nombre de pôles	Vitesse (tr/min)	Poids (KG)
355M2-250	2	2950	2020

## IV.2.6 Problèmes rencontrés avec les pompes

### IV.2.6.1 Cavitation de vapeur

Au cours du fonctionnement de la pompe, les différences entre les pressions peuvent engendrer une diminution de la pression du liquide en dessous de sa tension de vaporisation, ce qui entraîne la formation de bulles ou de poches de vapeur qui sont transportées dans des zones à fortes pressions où elles se condensent et implosent brusquement, le liquide qui les entoure comble le vide crée et frappe ainsi les composantes de la pompe à une vitesse importante, causant ainsi l’érosion du matériau, des bruits et des vibrations gênants ainsi que la chute des performances de la pompe.

#### IV.2.6.1.1 Etude de la cavitation

Afin d’éviter le phénomène de cavitation, on doit vérifier la condition de non cavitation qui est donnée comme suit :

$$(NPSH)_r < (NPSH)_d \tag{IV-8}$$

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r \tag{IV-9}$$

$(NPSH)_r$  : Charge nette d’aspiration requise, elle est fournie par le constructeur.

$(NPSH)_d$  : Charge nette d’aspiration disponible, elle est fournie par l’installateur.

$r$  : Marge de sécurité,  $r = (0.3 - 0.5)$  m, on prend  $r = 0.4$ m.

Pour une pompe donnée qui fonctionne à une vitesse donnée, il existe une hauteur limite d’aspiration.

Pour notre cas, nous allons faire une installation en charge au niveau des deux stations de pompage, alors la hauteur d’aspiration admissible est régie par la relation suivante :

$$(NPSH)_d = \frac{P_{at}}{\varpi} - \frac{P_v}{\varpi} - (-h_{asp}^{adm} + \sum \Delta H_{asp} + \frac{V_{asp}^2}{2g}) = (NPSH)_r + 0.4 \tag{IV-10}$$

$$h_{asp}^{adm} = (NPSH)_r + 0.4 - \frac{P_{at}}{\varpi} + \frac{P_v}{\varpi} + \frac{V_{asp}^2}{2g} + \sum \Delta H_{asp} \tag{IV-11}$$

$\frac{P_{at}}{\varpi}$  : Il dépend de l'altitude d'implantation de la station de pompage.

$\frac{P_v}{\varpi}$  : Il dépend de la température du liquide pompé.

**Tableau IV-10:** Pression atmosphérique en fonction de la côte.

Cote H (m)	-50	0	100	300	500	1500	2000
$\frac{P_{at}}{\varpi}$ (m)	10.86	10.33	10.2	10.06	9.7	8.6	8.4

**Tableau IV-11:** Pression de vapeur en fonction de la côte.

Température (C°)	5	10	20	30	40	50	80	100
$\frac{P_v}{\varpi}$ (m)	0.09	0.12	0.24	0.43	0.75	1.25	4.82	10.33

D'où, on tire les valeurs requises pour les deux stations de pompage :

- **La station de pompage SR1 :**

La côte de SR1 est de 374.74 m NGA, alors  $\frac{P_{at}}{\varpi} = 9.92m$ .

La température ambiante est considérée égale à 20 °C, donc  $\frac{P_v}{\varpi} = 0.24m$ .

La longueur d'aspiration est  $L_{asp} = 8 m$ , d'où 1 Km d'acier représente 4 m de pertes de charge.

$$\sum \Delta H_{asp} = \frac{4 \times 8}{1000} = 0.032m$$

$$V_{asp} = \frac{4 \times Q}{\pi \times D_a^2} = \frac{4 \times 70.63 \times 10^{-3}}{\pi \times 0.15^2} = 3.14 m/s$$

$$\frac{V_{asp}^2}{2 \times g} = \frac{3.14^2}{2 \times 9.81} = 0.50 m$$

$$h_{asp}^{adm} = 6.33 + 0.4 - 9.92 + 0.24 + 0.5 + 0.032 = -2.418 m$$

Donc, on change le type d'installation, on opte une installation en aspiration.

$$h_{asp}^{adm} = \frac{P_{at}}{\varpi} - (NPSH)_r - 0.4 - \frac{P_v}{\varpi} - \frac{V_{asp}^2}{2g} - \sum \Delta H_{asp} \tag{IV-12}$$

$$h_{asp}^{adm} = 2.50 m$$

$$(NPSH)_d = 9.92 - 2.50 - 0.24 - 0.5 - 0.032 = 6.648 m$$

$$(NPSH)_d = 6.648 m$$

$$(NPSH)_d = 6.648 m > 6.33 = (NPSH)_r$$

Notre pompe est loin de risque de cavitation.

- **La station de pompage SR2 :**

La côte de SR2 est de 583.57 m NGA, alors  $\frac{P_{at}}{\varpi} = 9.55 m$ .

La température ambiante est considérée égale à 20 °C, donc  $\frac{P_v}{\varpi} = 0.24m$ .

$$\sum \Delta H_{asp} = \frac{4 \times 10}{1000} = 0.04m.$$

$$V_{asp} = \frac{4 \times Q}{\pi \times D_a^2} = \frac{4 \times 70.63 \times 10^{-3}}{\pi \times 0.15^2} = 3.14 \text{ m/s}$$

$$\frac{V_{asp}^2}{2 \times g} = \frac{3.14^2}{2 \times 9.81} = 0.50 \text{ m}$$

$$h_{asp}^{adm} = 6.36 + 0.4 - 9.55 + 0.24 + 0.5 + 0.04 = -2.01 \text{ m}$$

Donc, on change le type d'installation, on opte une installation en aspiration.

D'où :  $h_{asp}^{adm} = 2.10 \text{ m}$

$$(NPSH)_d = 9.55 - 2.10 - 0.24 - 0.5 - 0.04 = 6.67 \text{ m}$$

$$(NPSH)_d = 6.67 \text{ m}$$

$$(NPSH)_d = 6.67 \text{ m} > 6.36 = (NPSH)_r$$

Notre pompe est loin de risque de cavitation.

**Tableau IV-12:** Récapitulatif de l'étude de cavitation.

Stations de pompage	Côte (m NGA)	$\frac{P_{at}}{\varpi}$ (m)	$\frac{P_v}{\varpi}$ (m)	$L_{asp}$ (m)	$\sum \Delta H_{asp}$ (m)	$D_a$ (mm)	$\frac{V_{asp}^2}{2g}$ (m)	$h_{asp}^{adm}$ (m)	$(NPSH)_r$ (m)	$(NPSH)_d$ (m)	Type d'installation
SR1	374.74	9.92	0.24	8	0.032	150	0.5	2.50	6.33	6.648	En aspiration
SR2	583.57	9.55	0.24	10	0.04	150	0.5	2.10	6.36	6.67	En aspiration

### IV.2.6.1.2 Calage des pompes

Le calage de la pompe est de déterminer la côte exacte de l'axe de la pompe par rapport au niveau du plan d'eau d'aspiration pour qu'elle fonctionne sans le moindre risque de cavitation.

La côte d'aspiration est donnée par la relation suivante :

$$\nabla_{axe} = \nabla_{min} + h_{asp}^{adm} - r \tag{IV-13}$$

$\nabla_{axe}$  : Niveau de l'axe de la pompe (m NGA).

$\nabla_{min}$  : Niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (m NGA).

$$\nabla_{min} = C_p - h \tag{IV-14}$$

$C_p$  : Côte du plan d'eau dans le réservoir (m NGA) ;

$h$  : Hauteur d'eau dans le réservoir (m).

$r$  : Marge de sécurité,  $r = (0.1 - 0.3) \text{ m}$ , on prend  $r = 0.1\text{m}$ .

- Station de pompage SR1 :

$$\nabla_{min} = 374.74 - 5 = 369.74 \text{ m}$$

$$\nabla_{axe} = 369.74 + 2.50 - 0.1 = 372.14 \text{ m NGA}$$

La côte de l'axe de la pompe est  $\nabla_{axe} = 372.14 \text{ m NGA}$ .

- Station de pompage SR2 :

$$\nabla_{min} = 583.57 - 3 = 580.57 \text{ m NGA}$$

$$\nabla_{axe} = 580.57 + 2.10 - 0.1 = 582.68 \text{ m NGA}$$

La côte de l'axe de la pompe est  $\nabla_{axe} = 582.68 \text{ m NGA}$ .

**Tableau IV-13:** Récapitulatif du calage des pompes.

Station de pompage	Côte (m NGA)	$h$ (m)	$\nabla_{min}$ (m) NGA)	$h_{asp}^{adm}$ (m)	$\nabla_{axe}$ (m NGA)
SR1	374.74	5	369.74	2.50	372.14
SR2	583.57	3	580.57	2.10	582.57

### IV.2.6.1.3 Interprétation des résultats

A partir de ces stations de pompage, on peut conclure que la variation de la hauteur d'aspiration a un effet très néfaste sur les pompes surtout par le phénomène d'érosion par cavitation, aussi les résultats expérimentaux démontrent que cette variation ait un grand impact sur la chute des performances des pompes.

### IV.2.6.2 Coup de bélier

Lors de la conception d'un réseau, les risques éventuels de coups de bélier doivent être étudiés et quantifiés, afin de mettre en œuvre les protections qui s'imposent, notamment dans le cas des canalisations de refoulement. Lorsque les dispositifs de protection n'ont pas été prévus, les canalisations en fonte ductile présentent une réserve de sécurité souvent utile face aux surpressions accidentelles.

#### IV.2.6.2.1 Définition

Lorsque l'on modifie brutalement la vitesse d'un fluide en écoulement dans une canalisation, il se produit un violent changement de pression. Ce phénomène transitoire, appelé coup de bélier, apparaît généralement lors d'une intervention sur un appareil attaché au réseau (pompes, vannes...). Des ondes de surpression et de dépression se propagent le long de la canalisation à une vitesse appelée célérité d'onde.

#### IV.2.6.2.2 Origine

Les coups de bélier peuvent prendre naissance aussi bien dans les conduites gravitaires que dans les refoulements.

Les causes les plus fréquentes qui provoquent ce phénomène sont :

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

#### **IV.2.6.2.3 Risques dus au coup de bélier**

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

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

- **Cas de la surpression**

Les surpressions peuvent entraîner dans des cas critiques la rupture de certaines canalisations ne présentant pas de coefficients de sécurité suffisants, se produisant à la suite d'une fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement ou bien à la suite d'une dépression causée par l'arrêt brusque d'une pompe.

- **Cas de la dépression**

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par l'apparition d'une pression relative négative. Les dépressions peuvent créer des poches de cavitation dangereuses pour les canalisations et pour les appareils de robinetterie, ainsi la détérioration de la couche d'enduit intérieur de la conduite.

- **Fatigue de la conduite**

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

**IV.2.6.2.4 Etude de la protection d'une conduite de refoulement**

Les protections à mettre en œuvre pour limiter un coup de bélier à une valeur admissible sont diverses et adaptées à chaque cas. Elles agissent soit en ralentissant la modification de la vitesse du fluide, soit en limitant la surpression par rapport à la dépression.

L'utilisateur doit, donc, déterminer l'enveloppe de surpression et de dépression créée par le coup de bélier, et juger, d'après le profil de canalisation, du type de protection adéquat à adopter.

Compte tenu de ces facteurs il faut prévoir des appareils qui nous permettent d'atténuer la variation de ces pressions, les appareils les plus utiles sont les suivant :

**IV.2.6.2.4.1 Ventouses**

On distingue des ventouses à trois fonctions, à savoir, l'évacuation de l'air contenu dans les conduites, l'admission de l'air dans ces conduites lorsqu'on procède à leur vidange et l'élimination des poches d'air qui se manifestent aux points hauts du circuit (qui peuvent provoquer des coups de bélier), d'où leur installation en des points hauts. Il y a également des ventouses à fonction unique, en l'occurrence, l'évacuation des poches d'air seulement. Une ventouse est constituée en principe d'un flotteur sphérique en caoutchouc logé dans un corps en fonte. Elles permettent l'entrée de l'air dans le cas de dépression.

**IV.2.6.2.4.2 Soupapes de décharges**

Le rôle d'une soupape consiste à dévier un certain débit à l'extérieur de la conduite à protéger, dès que la pression atteint une certaine valeur de réglage. L'ouverture doit pouvoir s'effectuer très rapidement pour que l'opération soit efficace. Elles permettent la protection contre les surpressions uniquement.

**IV.2.6.2.4.3 Cheminée d'équilibre**

C'est une cheminée construite sur un point haut du réseau, qui doit faire une hauteur supérieure à la cote piézométrique maximale du réseau en ce point. Elle sert de mise à l'air libre pour le réseau, et l'eau s'y trouve à pression atmosphérique. Si une dépression se produit, la cheminée aspire l'air, si une surpression se produit, la cote piézométrique augmente.

**IV.2.6.2.4.4 Volant d'inertie sur une pompe**

La spécificité de ce moyen est qu'il continue à assurer l'alimentation de la veine liquide, et ce malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe. Ce volant, qui est placé sur l'arbre du groupe, restitue l'énergie cinétique accumulée pendant la marche en régime normal au moment de la disjonction et permet ainsi de prolonger le temps d'arrêt de l'ensemble du

groupe, et donc, de diminuer l'intensité du coup de bélier. Le volant d'inertie est généralement peu ou non utilisable, il est recommandé uniquement pour des conduites de refoulement de quelques centaines de mètres.

#### **IV.2.6.2.4.5 Réservoir d'air anti-bélier**

C'est l'appareil le plus utilisé pour la protection contre le coup de bélier. C'est un récipient contenant de l'air comprimé dans sa partie supérieure et de l'eau dans sa partie inférieure. Par ailleurs, un compresseur d'air est habituellement utilisé pour garder le volume d'air dans certaines limites d'une part, et d'autre part, un clapet anti-retour est souvent prévu entre la pompe et le ballon d'air. Ce dispositif est très simple et protégera l'installation aussi bien contre les dépressions que contre les surpressions.

Pour notre adduction, nous proposons le réservoir d'air comme moyen de protection en tenant compte de ses avantages suivants :

- ✓ Il intervient dans la protection contre la surpression et la dépression.
- ✓ Il est utilisé pour les moyennes et grandes hauteurs de refoulement.
- ✓ Il est simple à installer.
- ✓ Bon fonctionnement.
- ✓ Bonne sécurité.

#### **IV.2.6.2.5 Dimensionnement des réservoirs d'air**

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans les conduites de refoulement et le volume du réservoir d'air. Pour le calcul nous optons pour la méthode de Vibert.

Nous calculons la célérité d'onde à l'aide de la formule améliorée par Mr. SALAH, B pour les conduites enterrées :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + K \frac{2r_i(1-v_m^2)(1-v_s)}{(1-v_m^2)r_iE_s + E_m e_m(1-v_s)}}} \quad (\text{IV-15})$$

$C$  : Vitesse de propagation de l'onde (m/s).

$K$  : Coefficient d'élasticité de l'eau ;  $K = 2,05 \cdot 10^9$  (Pas).

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

$r_i$  : Rayon intérieur de la conduite en (m).

$E_m$  : Module de Young du matériau de la conduite ;

$E_{m, \text{fonte ductile}} = 1.7 \times 10^{11} \text{ Pas}$ ,  $E_{m, \text{PEHD}} = 1.2 \times 10^9 \text{ Pas}$ .

$\nu_m$  : Coefficient de poisson du matériau.

$$\nu_{m,fonte.ductile} = (0.21 - 0.3), \quad \nu_{m,pehd} = 0.45$$

$e_m$  : Epaisseur de la conduite (m).

$E_s$  : Module de Young du sol,  $E_s = 2 \times 10^8 \text{ Pas}$ .

$\nu_s$  : Coefficient de poisson du sol entourant la conduite.

La charge tenant compte du coup de bélier sera :

$$Z = H_g + b \quad (\text{IV-16})$$

$$b = \pm \frac{c \times V_0}{g} \quad (\text{IV-17})$$

$b$  : La valeur du coup de bélier (m).

$V_0$  : Vitesse moyenne de refoulement (m/s).

$H_g$  : Hauteur géométrique (m).

$g$  : L'accélération de la pesanteur, ( $g=9.81\text{m/s}^2$ ).

#### IV.2.6.2.5.1 Calcul simplifié d'un réservoir d'air

Dans ce cas, on considère le phénomène comme une oscillation en masse, c'est-à-dire :

- Les pertes de charges ne sont pas prises en considération dans la conduite.
- On néglige l'élasticité de la conduite et la compressibilité de l'eau.

VIBERT a donné une expression relativement simple qui permet d'avoir le volume  $U_0$  de l'air contenu dans la cloche sous un régime de marche à la vitesse  $V_0$ . Les caractéristiques de l'air dans le réservoir d'air en marche normale sont  $Z_0$  et  $U_0$ . D'où :  $Z_0$  est la pression absolue exprimée en mètres d'eau. Si on néglige la hauteur de l'eau dans le réservoir d'air au-dessus de l'axe de la conduite, la pression absolue  $Z_0$  est telle que :

$$Z_0 = H_g + 10 \quad (\text{IV-18})$$

$$Z_{max} = Z + 10 \quad (\text{IV-19})$$

On distingue ici deux phases :

- Première phase : A la fin de la dépression, l'air occupe un volume plus grand et sa pression sera donc plus faible ; ainsi la pression absolue est  $Z_{min}$ .
- Deuxième phase : A la fin de la surpression, l'air occupe un volume plus petit qu'en marche normale et sa pression sera dans ce cas  $Z_{max}$ .

VIBERT a donné un abaque permettant d'avoir  $U_0$ , et ceci en utilisant l'expression suivante :

$$\frac{U_0}{LS} = \frac{h_0}{Z_0} \frac{1}{f\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} \quad (\text{IV-20})$$

Dans laquelle,  $\frac{U_0}{LS}$ ,  $\frac{h_0}{Z_0}$ ,  $f\left(\frac{Z}{Z_0}\right)$  se trouvent sur les trois échelles de l'abaque de Vibert (voir annexe 7) avec :

$U_0$  : Volume d'air en  $\text{m}^3$ .

$L$  : Longueur de la conduite en m.

$S$  : Section de la conduite en  $\text{m}^2$ .

$$h_0 = \frac{v_0^2}{2g}.$$

#### IV.2.6.2.5.2 Etapes du calcul simplifié d'un réservoir d'air

- ❖ Déterminer la valeur maximale du coup de bélier.
- ❖ Déterminer la pression au moment du retour de l'onde (Valeur max du coup de bélier  $+H_g$ ).
- ❖ Comparer la valeur obtenue ci-dessus avec la pression admissible dans la conduite.
- ❖ Calculer la valeur de  $Z_0$  ;  $Z_0 = H_g + 10$ .
- ❖ Calculer la valeur de  $Z_{max}$  ;  $Z_{max} = Z + 10$ .
- ❖ Calculer  $Z_{max}/Z_0$ .
- ❖ Calculer la valeur de  $h_0 = \frac{v_0^2}{2g}$ .
- ❖ Calculer  $h_0/Z_0$ .
- ❖ Lire sur l'abaque de Vibert les valeurs  $U_0/LS$  de  $Z_{min}/Z_0$  et en utilisant respectivement les valeurs de  $Z_{max}/Z_0$  et  $h_0/Z_0$ .
- ❖ Déduire la valeur de  $U_0$ .
- ❖ Déduire la valeur de  $U_{max}$  tout en sachant que :  $U_0 Z_0 = U_{max} Z_{min}$ .
- ❖ Calculer la pression restante définie par :  $Z_{min} - 10$ .
- ❖ Déterminer la dépression qui est égale à :  $H_g - (Z_{min} - 10)$ .

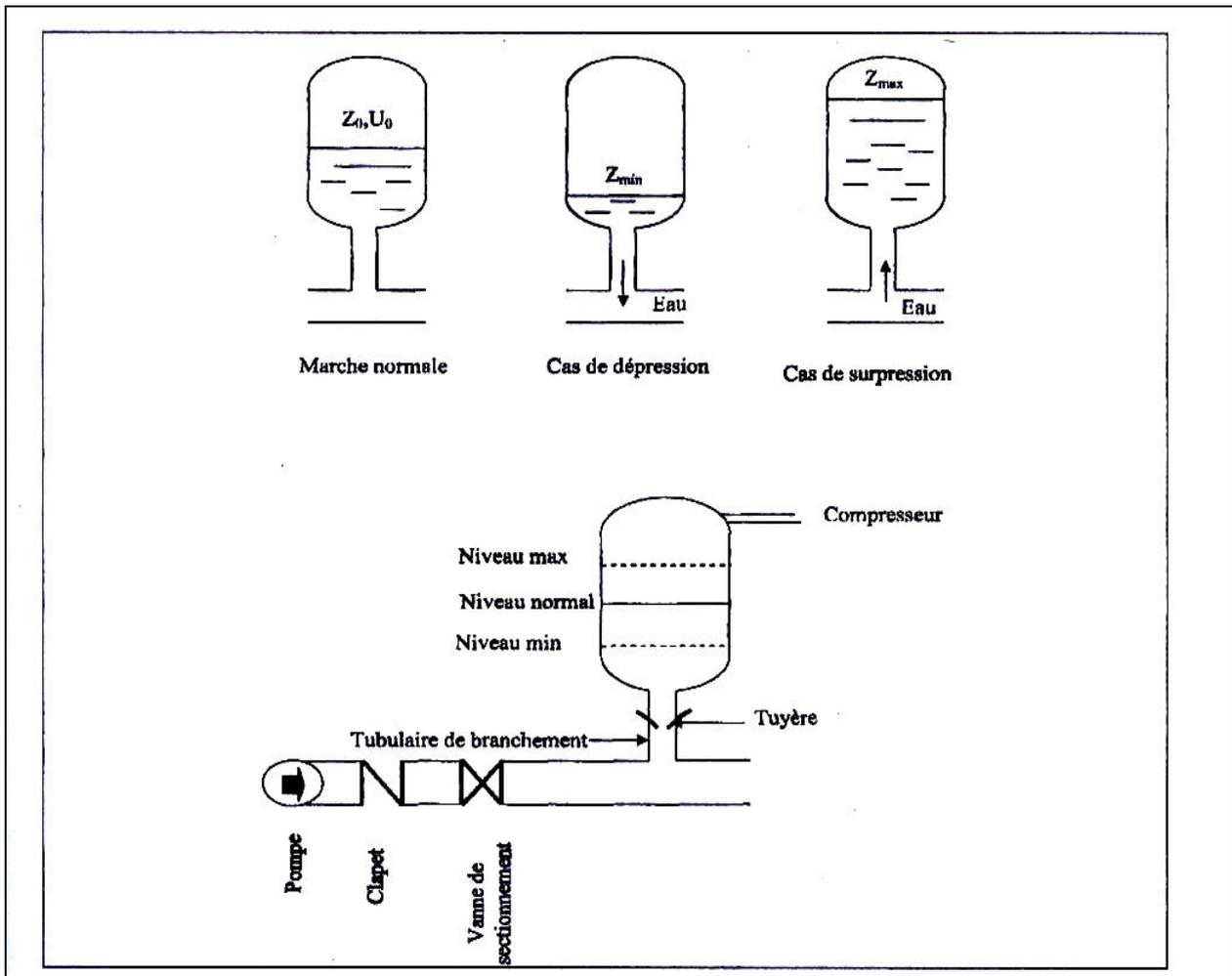


Figure IV-6: Réservoir d'air.

IV.2.6.2.6 Application

Les caractéristiques des conduites de refoulement sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau IV-14: Caractéristiques des conduites.

Conduite	Type de conduite	Q (m <sup>3</sup> /s)	Dint (mm)	V <sub>0</sub> (m/s)	H <sub>g</sub> (m)	L (m)
SR1-SR2	Fonte ductile	0.0706	300	1	211.83	1416
SR2-R300	Fonte ductile	0.0706	300	1	179.73	3890

Les résultats du calcul de la célérité d'onde sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV-15: Calcul de la célérité d'onde des conduites de refoulement.

Station de pompage	K (Pa)	$\rho$ (Kg/m <sup>3</sup> )	$r_i$ (mm)	$v_m$	$v_s$	$E_s$ (Pa)	$E_m$ (Pa)	$e_m$ (mm)	C (m/s)
SR1	2.05*10 <sup>9</sup>	1000	150	0.3	0.33	2*10 <sup>8</sup>	1.7*10 <sup>11</sup>	5	1147
SR2	2.05*10 <sup>9</sup>	1000	150	0.3	0.33	2*10 <sup>8</sup>	1.7*10 <sup>11</sup>	5	1147

Les résultats du calcul des volumes des réservoirs d'air sont illustrés dans le tableau suivant :

**Tableau IV-16:** Calcul de la valeur maximale du coup de bélier.

Station de pompage	Z <sub>0</sub> (m)	C (m/s)	B (m)	Z <sub>max</sub> (m)	Z <sub>min</sub> (m)	P <sub>s</sub> (m)
SR1	221.83	1117	116.93	338.76	104.9	300
SR2	189.73	1117	116.93	306.66	72.8	300

D'après les résultats du tableau précédent, la surpression maximale des conduites (SR1-SR2) et (SR2-R300) est supérieure à la pression de service. Alors, une protection contre le coup de bélier est obligatoire. D'où, un réservoir d'air, vu les avantages qu'il possède, est recommandé pour les deux stations de pompage SR1 et SR2.

**Tableau IV-17:** Calcul du volume de réservoir d'air.

Station de pompage	$\frac{h_0}{Z_0}$ (10 <sup>-4</sup> )	$\frac{Z_{max}}{Z_0}$	$\frac{U_0}{LS}$ (10 <sup>-3</sup> )	U <sub>0</sub> (litre)	$\frac{Z_{min}}{Z_0}$	U <sub>max</sub> (litre)	V <sub>normalisé</sub> (litre)
SR1	2.29	1.53	3	400.36	0.69	580.24	600
SR2	2.68	1.62	3	1099.87	0.66	1666.47	1700

**IV.2.6.2.7 Conclusion**

Pour réduire l'encombrement à l'intérieur de la station de pompage et aussi économiser sur son génie civil, on prévoit l'installation de ce réservoir d'air à l'extérieur de la station.

**IV.2.7 Bâtiment de la station de pompage et son génie civil**

Pour notre cas et suivant les deux parties de refoulement, nous optons pour deux bâtiments identiques, pour le dimensionnement de la station de pompage nous avons :

- ✓ La partie souterraine.
- ✓ La partie supérieure (salle des machines, salle des annexes).

Pour le dimensionnement de station de pompage nous avons :

- ✓ Choix du bâtiment.
- ✓ Partie souterraine.
- ✓ Partie supérieure (salle des machines, salle annexe).

La construction de la station de pompage dépend des paramètres suivants :

- Mode de raccordement prise d'eau – Station de pompage.
- Les matériaux de construction et leur disponibilité.

- Conditions climatiques de la région.
- L'encombrement dû à la pompe et ses accessoires.
- Fondation et stabilité du terrain.

On distingue donc les types bâtiments de stations de pompage résultants de ces conditions, d'où on a :

- Bâtiments type Bloc.
- Bâtiments type bache sèche.
- Bâtiments type bache mouillée – pompe noyée.
- Bâtiments type bache mouillée – pompe dénoyée.
- Bâtiments type surface.
- Bâtiments type semi enterrée.

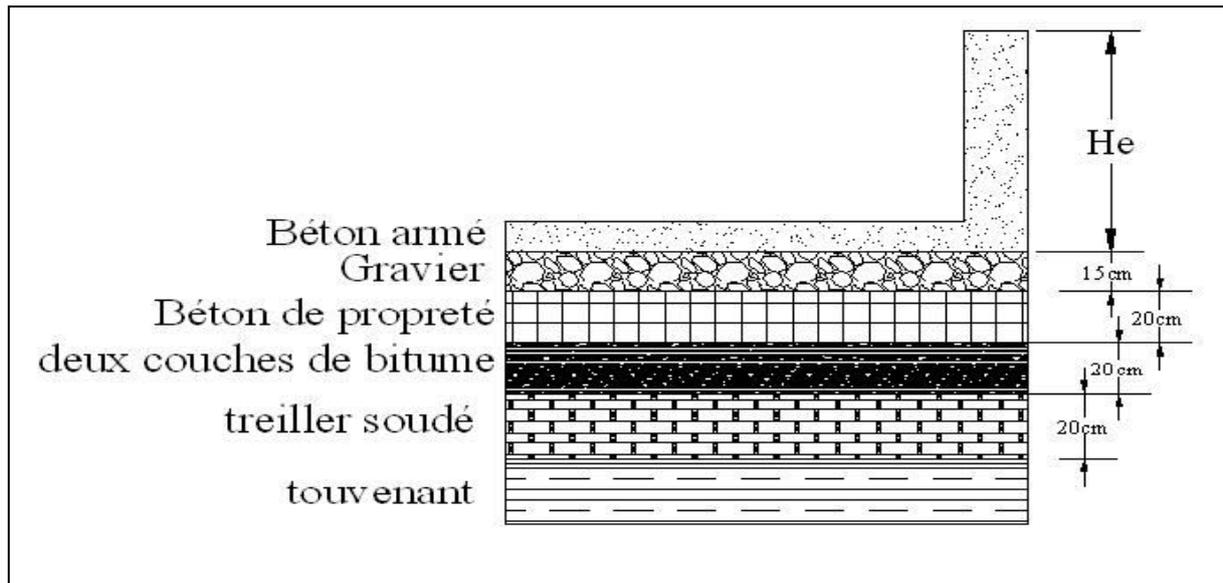
**IV.2.7.1 Choix du bâtiment**

**Tableau IV-18:** Différents types du choix du bâtiment.

Paramètres	Type du bâtiment			
	Bloc	Bâche sèche	Bâche mouillée	Surface
Débit (m <sup>3</sup> /s)	> 2	< 2	< 6	< 1.5
Type de pompe	Axiales verticales	Pompes centrifuges	Axiales verticales	Pompes centrifuges
Installation	En charge	Les deux	En charge	En aspiration
Variation du plan d'eau d'aspiration	1 à 2 m	-	-	< $h_{asp}^{adm}$

**IV.2.7.2 Partie souterraine du bâtiment**

Elle peut être en béton armé ou préfabriqué, alors que le bâtiment peut être en brique ou en préfabriqué, les équipements principaux et auxiliaires doivent être placés sous le pont roulant.



**Figure IV-7:** Schéma représentatif de la partie supérieure du bâtiment.

#### IV.2.7.3 Partie supérieure du bâtiment

Le bâtiment est construit sous forme rectangulaire et comporte une salle des machines, plus une plateforme de montage et de démontage, une salle annexe (pour le bureau d'exploitation, toilette, salle de stockage, salle de commande où nous trouvons les armoires électriques).

Lors de la réalisation, il faut respecter certaines distances pour faciliter le mouvement des personnels ainsi que pour des raisons de sécurité. Nous exigeons quelques normes à respecter dans la construction du bâtiment :

- ❖ Distance entre les pompes entre 0,8 et 1,2 m.
- ❖ Distance entre les groupes électriques et les vitres de commande est de l'ordre de 1 à 2 m.
- ❖ La surface des fenêtres est prise entre 10 et 15 % de la surface de la salle des machines.

#### IV.2.7.4 Dimensionnement du bâtiment

Pour le dimensionnement de la station de pompage, il faut prendre en considération tous les éléments qui se trouvent à l'intérieur et au voisinage de la station de pompage comme les conduites d'aspiration et de refoulement.

L'élément essentiel pour le dimensionnement de la station de pompage réside en encombrement des groupes et des conduites, ainsi que les pièces spéciales, le nombre des pompes, et les pompes de secours qui doivent être installées.

**IV.2.7.4.1 Hauteur du bâtiment**

$$h_b = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5 \quad (\text{IV-21})$$

$h_1$  : Distance verticale ;

$$h_1 = h_{pompe} + h_{socle} + h_{réserve} \quad (\text{IV-22})$$

$h_{pompe}$  : Hauteur de la pompe et le moteur.

$h_{socle} = (20 - 60)cm$ , on prend  $h_{socle} = 40 cm$

$h_{réserve} = 0.5 m$ .

$h_2$  : Hauteur réservée à l'homme,  $h_2 = 2.2 m$ .

$h_3$  : Hauteur du pont roulant,  $h_3 = 0.3 m$ .

$h_4$  : Hauteur profilée,  $h_4 = 0.8 m$ .

$h_5$  : Hauteur de sécurité,  $h_5 = 0.5 m$ .

**IV.2.7.4.2 Largeur du bâtiment**

$$B_m = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + 2 \times S \quad (\text{IV-23})$$

$S$  : Epaisseur du mur,  $S = 0.2 m$ .

$l_1$  : Distance entre le mur et le premier organe,  $l_1 = 0.3 m$ .

$l_2$  : Distance entre le mur et les tubulures,  $l_2 = 0.7 m$ .

$l_3$  : Longueur des accessoires aspiratoires.

$l_4$  : Longueur des accessoires de refoulement.

$$l_3 + l_4 = l_{pompe} + l_{tr} + l_{asp} + l_c + l_j \quad (\text{IV-24})$$

$l_{tr} = 0.6 m$ ,  $l_c = 0.6 m$ ,  $l_j = 1 m$ .

**IV.2.7.4.3 Longueur du bâtiment**

$$L = n_p L_{GEP} + L_r + L_{p.f} + L_{int} \quad (\text{IV-25})$$

$n_p$  : Nombre de pompes tenant compte des pompes de secours.

$L_{GEP}$  : Longueur de la pompe et celle du moteur.

$L_r$  : Largeur de l'armoire électrique  $L_r = (2 - 3)m$ , on prend  $L_r = 3 m$ .

$L_{int}$  : Distance entre deux groupes  $L_r = (0.8 - 1.2)m$ , on prend  $L_r = 1 m$ .

$L_{p.f}$  : Longueur de la plate-forme de montage,  $L_{p.f} = 4 m$ .

**Tableau IV-19:** Récapitulatif des dimensions des stations de pompage.

Station de pompage	Type du bâtiment	Hauteur du bâtiment (m)	Largeur du bâtiment (m)	Longueur du bâtiment (m)
SR1	Surface	6	8	16
SR2	Surface	6	8	16

### IV.2.8 Equipements auxiliaires de la station de pompage

Il est nécessaire de mettre en place en complément aux pompes et aux accessoires hydrauliques, aux matériels spécifiques qui ont toujours pour objectif une amélioration de la qualité et de la fiabilité de l'installation concernée.

#### IV.2.8.1 Appareillage de contrôle

Les dispositifs doivent être compatibles avec un bon fonctionnement des pompes. Ces appareils sont destinés à la régulation hydraulique et à la protection des pompes, on cite les appareillages de contrôle de :

- Débit.
- Pression.
- Qualité.
- Température.

#### IV.2.8.2 Scellement

Le scellement est une opération de maçonnerie qui consiste à fixer dans un mur, un plafond ou un dallage l'extrémité d'une pièce de bois ou de métal. Il se compose d'un châssis métallique et un socle en maçonnerie en béton.

#### IV.2.8.3 Ventilation

Un système de ventilation adéquat doit être prévu pour la station de pompage, pour objectif de :

- Renouvellement de l'air.
- Le maintien d'une température et d'une humidité acceptables.
- Le dépoussiérage de l'air entrant.
- L'évacuation des gaz chauds en cas d'incendie.

#### IV.2.8.4 Système de levage

On distingue deux différents systèmes de levage, tels que :

$$P = (1.1 - 1.3) \times P_{GEP} \quad (\text{IV-26})$$

- Levage à commande manuelle si  $P < 1$  tonne
- Levage à commande électrique si  $P \geq 1$  tonne.

**Tableau IV-20:** Système de levage des deux stations de pompage.

Station de pompage	1.3*Poids de toutes les pompes (Kg)	Type du système de levage
SR1	4602	Commande électrique
SR2	5252	Commande électrique

#### **IV.2.8.5 Système de drainage**

- Par caniveaux : Si la station de pompage est proche du point de rejet.
- Par puisard : Si la station de pompage est éloignée du point de rejet.

#### **IV.2.8.6 Système d'éclairage**

Il est nécessaire d'assurer un éclairage dans la station de pompage pour la bienveillance de la mise en marche des pompes. On distingue :

- Eclairage naturel (fenêtres).
- Lampes et torches à batteries de forte puissance.

#### **IV.2.8.7 Système d'incendie**

L'incendie sur les lieux de travail est un sujet très préoccupant et d'actualité permanente. Une maîtrise des accidents engendrés par les risques d'incendie doit être privilégiée. La protection incendie met en œuvre l'ensemble des techniques disponibles, afin d'adapter au mieux les solutions possibles :

- Système fixe : pompe d'incendie installée en charge ou à commande manuelle.
- Système semi-fixe : Des extincteurs.

### **IV.2.9 Entretien des pompes (pannes et remèdes)**

#### **IV.2.9.1 Mise en service de la pompe**

1. Fermer tous les bouchons de vidange.
2. Ouvrir complètement les vannes d'aspiration et de refoulement.
3. Ouvrir le robinet de refroidissement du boîtier du presse-étoupe.
4. Amorcer la pompe.
5. Faire démarrer le moteur.
6. Lorsque la pompe tourne, vérifier que la soupape de retenue s'est ouverte pour empêcher la pompe de fonctionner à débit nul.
7. Régler les soupapes d'étanchéité pour obtenir les pressions recommandées du liquide du presse-étoupe.

8. Vérification lors de fonctionnement :

- Rotation de la pompe.
- Débit.
- Pression.
- Température du palier par un thermomètre qui ne doit pas dépasser les 82 °C.
- Vibration et bruit.

#### **IV.2.9.2 Arrêt de la pompe**

1. Arrêter le moteur.
2. Fermer les soupapes du presse-étoupe.
3. Fermer les vannes d'aspiration et de refoulement.
4. Ouvrir les bouchons de vidange.

#### **IV.2.9.3 Entretien des pompes**

1. Chaque mois : Vérifier la température des paliers.
2. Tous les trois mois :
  - Lubrification des paliers avec la graisse.
  - Laver les paliers par un solvant lubrifiant industriel et remplacer la graisse par le type recommandé.
3. Tous les six mois :
  - Vérifier les garnitures, le presse-étoupe, les vibrations.
  - Vérifier l'arbre qui ne doit pas être rayé.
  - Contrôler l'alignement.
4. Chaque année :
  - Démonter la pompe et vérifier s'il y a des usures et commander les pièces de rechange.
  - Enlever tout dépôt ou tarte sur le presse-étoupe.
  - Mesurer les pressions à l'aspiration et au refoulement pour vérifier le rendement de la pompe.

#### **IV.2.10 Conclusion**

Nous avons dimensionné les deux stations de pompage, en déterminant les pompes appropriées ainsi que leur nombre.

Nous avons opté pour des pompes centrifuges multicellulaires pour hautes pressions à axe horizontal type CAPRARI pour les systèmes de pompage.

Afin d'assurer le bon fonctionnement des pompes tout en tenant compte des effets néfastes de la cavitation, nous sommes astreints de faire le calage des pompes. Nous avons également effectué l'étude de protection des conduites contre les phénomènes transitoires (coup de bélier), dont nous avons dimensionné deux réservoirs d'air pour les deux stations de pompage SR1 et SR2 ayant une capacité respectivement de 600 et 1700 litres.

### **IV.3 Pose de canalisation**

La longévité d'un réseau d'adduction et son bon fonctionnement dépendent sur la bonne pose de canalisation qui joue un rôle important dans leur stabilisation, et leur protection. Dans ce contexte, et dans le but d'obtenir une meilleure coordination des travaux sur terrain, nous allons déterminer les étapes nécessaires pour une bonne pose de canalisation.

#### **IV.3.1 Principe de pose de canalisation**

Le principe de pose de la canalisation est pratiquement le même pour toutes les conduites, en respectant certains critères de pose :

- La tranchée doit être suffisamment large (minimum 70 cm) permettant l'accès des ouvriers.
- La tranchée devra présenter un élargissement au niveau des joints (niches).
- Le fond doit être réglé et nivelé conformément au profil en long définitif de la conduite.
- L'épaisseur du remblai au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite est en général de 1 m, mais reste variable suivant les régions.
- Les canalisations doivent être éloignées lors de la pose de tout élément dure d'environ 10 cm, de 30 cm des câbles électriques et de 60 cm des canalisations de gaz.

Le mode de pose varie d'un terrain à l'autre, ceci dans le but de diminuer l'effet des différentes contraintes agissant sur la canalisation.

Les conduites sont généralement posées en terre, elle se fait selon les étapes suivantes :

##### **IV.3.1.1 Réalisation de fouilles**

###### **IV.3.1.1.1 Largeur de la tranchée**

La largeur de la tranchée doit être au minimum 0,60 m et cela, pour faciliter les travaux. Elle sera calculée en fonction du diamètre de la conduite, en laissant 0,30 m d'espace de chaque côté de celle-ci.

Elle est donnée par la formule suivante :

$$B = D + 2e \quad (IV-27)$$

$$si \begin{cases} DN \leq 400 \Rightarrow e = 0.30m \\ DN > 400 \Rightarrow e = 0.50m \end{cases}$$

$B$  : Largeur de la tranchée (m).

$D$  : Diamètre de la conduite (m).

$e$  : L'espace qu'on doit laisser entre la conduite et le mur de la tranchée (m).

Don notre cas, nous avons une largeur évaluée à 0.9 m pour les tronçons.

#### IV.3.1.1.2 Profondeur de la tranchée

Elle est déterminée de façon qu'une distance suffisante soit aménagée au-dessus de la génératrice supérieure du tuyau pour assurer la protection de la conduite contre les dégâts qui pourraient être causés par le gel, et ceux d'écrasement sous l'effet de charge et de surcharge. Cette hauteur se justifie par la nécessité de garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs, généralement elle varie de 0.8 à 1.20 m.

Le calcul de la profondeur de la tranchée est donné par :

$$H = D + H_1 + H_2 \quad (IV-28)$$

Avec :

$H$  : Profondeur de la tranchée (m).

$H_1$  : Epaisseur du lit de sable (m).

$H_2$  : Distance verticale séparant la génératrice supérieure de la conduite et la surface du sol (m).

$D$  : Diamètre de la conduite (m).

#### IV.3.1.1.3 Aménagement de lit de sable

Le fond de la tranchée doit être recouvert d'un lit de pose de 0,15 à 0.20 m d'épaisseur bien pilonné et bien nivelé suivant les côtes du profil en long.

**Tableau IV-21:** Dimensions de la tranchée pour les trois tronçons.

Tronçon	Diamètre (mm)	Longueur (m)	Hauteur de recouvrement (m)	Epaisseur du lit de sable (m)	Profondeur de la tranchée (m)	Largeur de la tranchée (m)
Forages-SR1	315	832	0.95	0.15	1.40	0.90
SR1-SR2	300	1416	0.95	0.15	1.40	0.90
SR2-R300	300	3890	0.95	0.15	1.40	0.90

#### IV.3.1.1.4 Blindage des fouilles

C'est un dispositif de soutènement des parois de fouilles ou de galeries, de conception très variée selon la nature du terrain et la profondeur, mis en place pour éviter les éboulements. Le blindage est obligatoire dans les tranchées étroites d'une profondeur supérieure à 1,30 m.

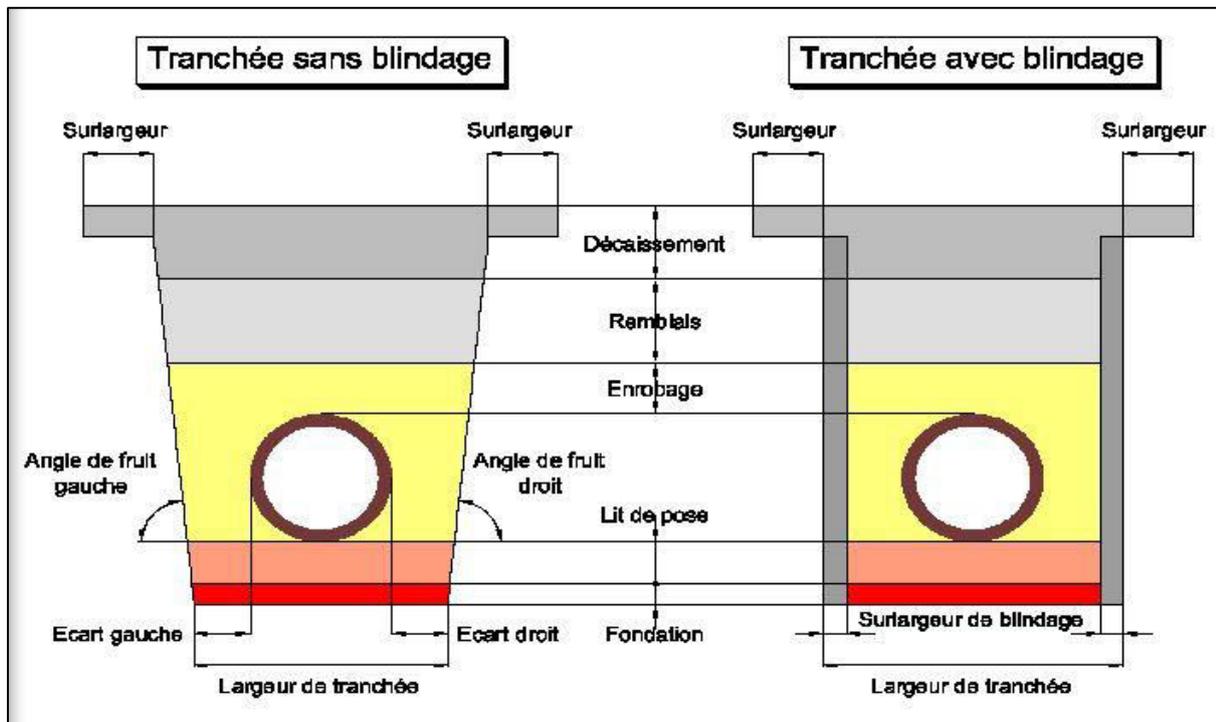


Figure IV-8: Schéma descriptif de la fouille avec et sans blindage.

#### IV.3.1.1.5 Préparation de la canalisation

Avant la descente en fouille, les tuyaux sont examinés en vue d'éliminer ceux qui auraient subi des chocs pour faciliter le nivellement. La soudure des joints se fera au-dessus de la fouille, où les tuyaux sont maintenus en travers de la tranchée.

#### IV.3.1.1.6 Mise en place des canalisations

La mise en place des conduites répond aux opérations suivantes :

- ❖ Les éléments sont posés à partir de l'aval et l'emboîture des tuyaux est dirigée vers l'amont.
- ❖ 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 peut être utilisée.
- ❖ Chaque élément doit être posé avec précaution dans la tranchée et présenté dans l'axe de l'élément précédemment posé.
- ❖ Avant la mise en place, il faut nettoyer le lit des tranchées.

- ❖ Le calage soit définitif par remblai partiel, soit provisoire à l'aide des cales.
- ❖ A chaque arrêt du travail, les extrémités des tuyaux non visitables et non visibles sont provisoirement obturées pour éviter l'introduction des corps étrangers.

#### **IV.3.1.1.7 Epreuve des joints et canalisation principale**

Ces épreuves sont des mises en pression destinées à contrôler l'étanchéité des conduites et leur stabilité au fur et à mesure de l'avancement des travaux. La pression à exercer est en général égale à une fois et demie la pression à laquelle sera soumise réellement la canalisation. Cette pression est appliquée durant tout le temps nécessaire à la vérification, sans que la durée de l'épreuve puisse être inférieure à 30 minutes.

#### **IV.3.1.1.8 Remblai des tranchées**

Après avoir effectué la pose de canalisations dans les tranchées, nous procédons au remblaiement par la méthode suivante :

- ❖ L'enrobage au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite.
- ❖ Le matériau utilisé est constitué par des déblais expurgés des pierres grossières.
- ❖ A l'aide des engins nous continuons à remblayer par des couches successives de 0,25 m compactées l'une après l'autre. Pour cette étape nous utilisons la terre des déblais.

Tous les tronçons seront posés en terre d'une façon ordinaire sauf quelques-uns, dont nous proposons les poses suivantes :

- Lorsque la conduite traverse des terrains marécageux, tourbeux, il faut prévoir des travaux confortatifs en conséquence pour éviter tout mouvement ultérieur des tuyaux suivant les circonstances.
- Traversée d'une rivière : L'existence d'un pont-route pourrait servir comme un support pour la canalisation dont cette dernière serait accrochée au tablier. Dans le cas où le pont n'existe pas, la conduite, donc, suivrait le lit de la rivière, et serait posée sur des ouvrages spéciaux comme les tasseaux en béton dans lesquels des pieux seront noyés, et couverte de tout-venant en la protégeant contre les éventuels chocs.
- Pose de canalisation en pente : Au-delà d'une certaine pente, les frottements entre la canalisation et les terres sont insuffisants pour maintenir la conduite. Il convient alors d'équilibrer la composante axiale de gravité par l'utilisation de butées d'ancrage ou de joints verrouillés.

- Pose des conduites en traversée des routes : Dans certains cas, on peut rencontrer des obstacles qui nous obligent à mettre la conduite dans une galerie, dont on dispose des gaines (buses de diamètre supérieur dans lesquelles on introduit les conduites). Il nous arrive aussi d'utiliser une des deux techniques pour éviter l'ouverture de la traversée de route, soit par le forage dirigé (dit aussi forage horizontal) ou bien par la technique le fonçage.

#### **IV.4 Réalisation des massifs de butées**

L'étude des projets des conduites en charge, nécessite la connaissance des méthodes de calcul des massifs de butées.

Dans un réseau de distribution, l'eau exerce une poussée sur les éléments d'extrémité (une plaque pleine en extrémité) ou de changement de direction (coude, té, cône de réduction...) des canalisations qui tend, dans le cas de tuyaux ou raccords ordinaires à emboîtement, à déboîter les assemblages réalisés. (Office International de l'Eau, no date)

Il convient de reprendre l'effort exercé sur ces singularités :

- ✓ Soit par une butée constituée le plus couramment par un massif en béton s'opposant à la poussée de l'eau.
- ✓ Soit en utilisant des canalisations auto-butées : canalisations à joints verrouillés, canalisations soudées ou à brides.

Même pour des petits diamètres, des coudes ou des piquages par té peu importants, il convient de réaliser des butées car en cas de sinistre, l'absence de butées pourrait être considérée comme une faute, alors qu'en l'espèce, elles sont de faible volume et peu coûteuses.

Certains types de canalisations avec joints à brides, joints soudés (PE soudé, acier soudé ou béton âme tôle soudée), ou joints verrouillés (fonte à joints verrouillés), ne nécessitent pas de butées.

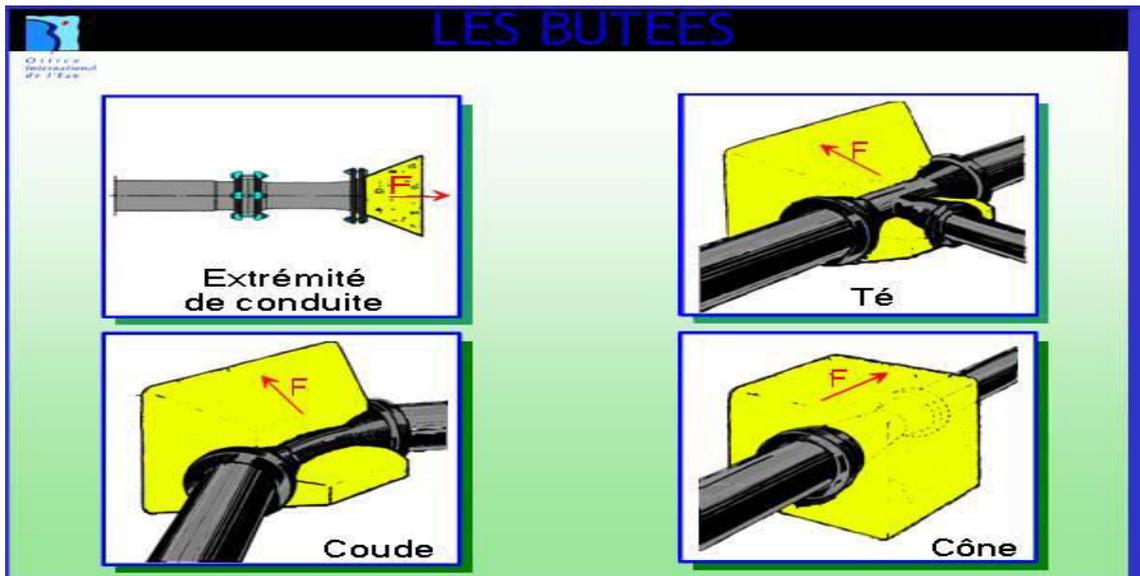


Figure IV-9: Représentation des forces de poussée pour les différentes pièces spéciales.

#### IV.4.1 Types courants de massifs de butés

Deux types courants de massifs de butées en béton peuvent être utilisés :

- ✓ Massifs butés : qui s'appuient sur le terrain en place. Il ne faut pas que des fouilles soient réalisées ultérieurement à proximité de la face arrière d'un tel massif car il n'y a plus reprise des efforts du massif par le terrain.
- ✓ Massifs poids : (par frottement sur le sol) qui sont stables même si une fouille est réalisée en arrière du massif. On réalise ce type dans des zones à forte densité de réseaux, si l'on peut craindre qu'un concessionnaire puisse creuser une tranchée à proximité de la face arrière du massif.

En pratique, les massifs bétons sont calculés en tenant compte des forces de frottement et de la résistance d'appui sur le terrain.

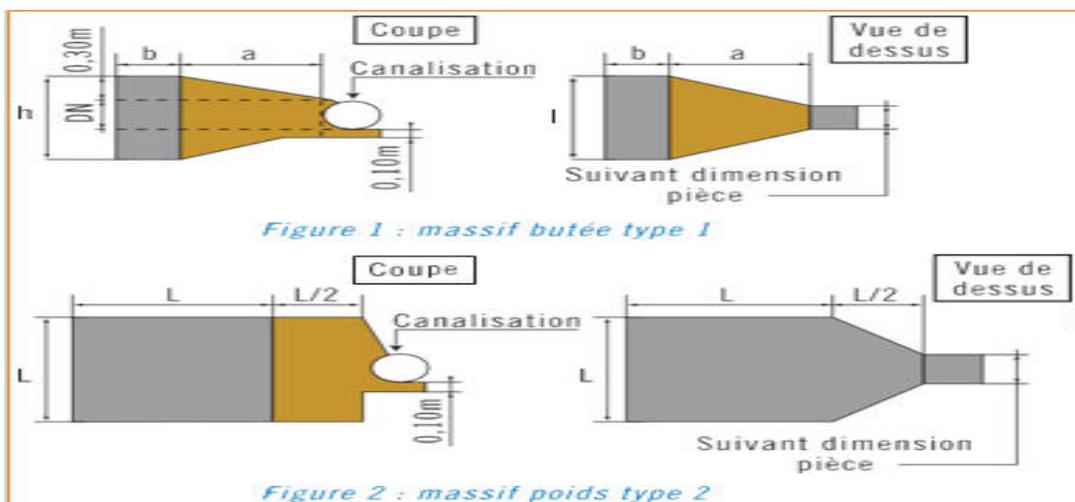


Figure IV-10: Différents types du massif béton.

Les massifs Type 1 sont moins volumineux, donc moins coûteux que les massifs de Type 2.

Par ailleurs, dans des cas particuliers (efforts importants à reprendre, terrains très encombrés...), des ouvrages spéciaux avec pieux, palplanches, enrobage des canalisations peuvent être réalisés.

#### IV.4.2 Ancrages des conduites

Pour les grands diamètres et les pressions de service élevées, il est parfois nécessaire de poser des massifs de béton liés à des tiges des fers d'ancrage (amarrage des conduites) sur des tuyaux à joints soudés ou à brides.

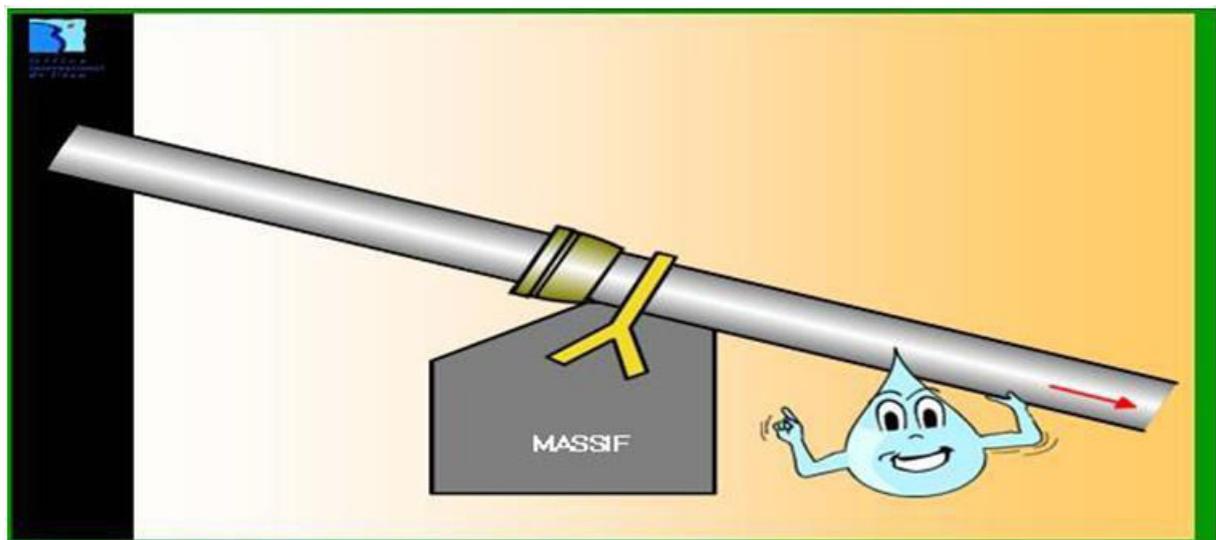


Figure IV-11: Ancrage des conduites.

(Source : Office International de l'Eau)

#### IV.4.3 Calcul des poussées

Les efforts de poussée  $F$  à reprendre par les butées dépendent :

- De la section extérieure  $S$  de la canalisation.
- Du type de la singularité (coude 1/4, coude 1/8, ..., té, cône, ...).
- De la pression d'épreuve des canalisations.

$$F = K \times P \times S \quad (\text{IV-29})$$

$F$  : Poussée exprimée en daN.

$P$  : Pression d'essai hydraulique du chantier en bar.

$S$  : Surface de la section intérieure du tuyau en  $\text{cm}^2$ .

$K$  : Coefficient dont la valeur est fonction de la géométrie de l'élément de canalisation concerné.

**Tableau IV-22:** Valeurs du coefficient K pour les différentes pièces à buter.

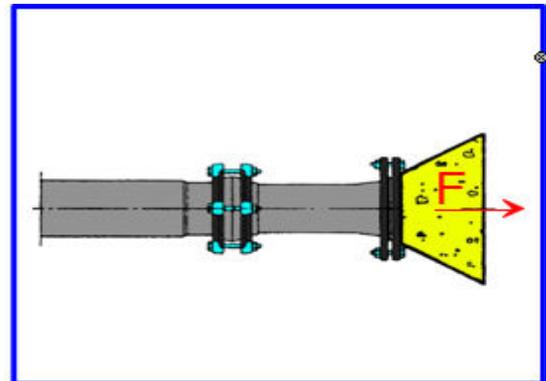
Type de pièce à buter	Extrémité	Té	Cône	Coude 1/4	Coude 1/8	Coude 1/16	Coude 1/32
Coefficient k	1	1*	**	1.414	0.765	0.39	0.196

(Source : Office International de l'Eau)

**IV.4.3.1 Cas d'une extrémité de conduite**

La poussée appliquée sur l'extrémité de conduite est donnée par la formule :

$$F = P \times S \tag{IV-30}$$



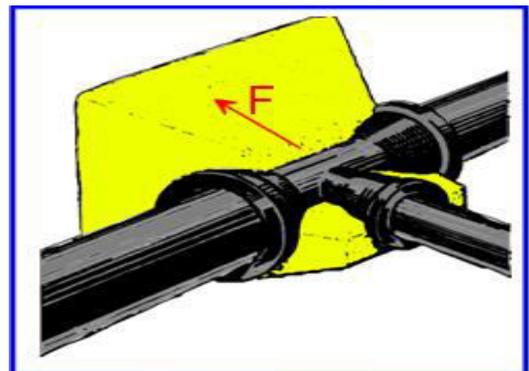
**Figure IV-12:** Extrémité de la conduite.

**IV.4.3.2 Cas d'un Té**

Pour un té, on prend le diamètre extérieur de la canalisation du piquage. La poussée est dirigée suivant l'axe de tubulure. La surface S correspond à la section de la dérivation.

La poussée est donnée par la formule :

$$F = P \times S$$



**Figure IV-13:** Cas d'un Té.

**IV.4.3.3 Cas d'un cône**

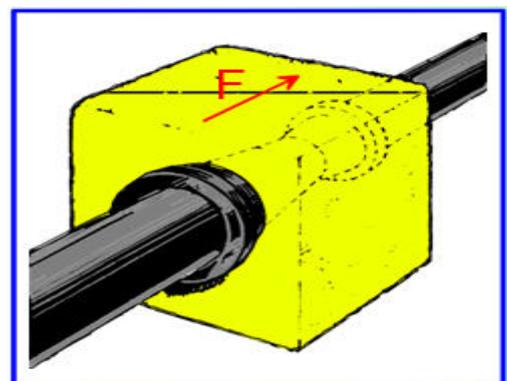
Pour un cône, on prend la surface résultant des deux sections extérieures maximales et minimales.

La formule de calcul de la poussée d'un cône est donnée par :

$$F = P \times (S - s) \tag{IV-31}$$

S : Grande section.

s : Petite section.



**Figure IV-14:** Cas d'un cône.

IV.4.3.4 Cas d'un coude

La poussée est donnée par la formule :

$$F = 2 \times P \times S \times \sin\left(\frac{A}{2}\right) \quad (IV-32)$$

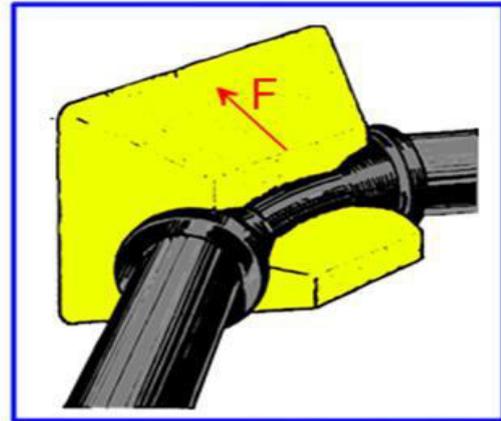


Figure IV-15: Cas d'un coude.

Tableau IV-23: Valeurs de la poussée des différents coudes.

Coude	1/4	1/8	1/16	1/32
Angle (Degré °)	90°	45°	22°30'	11°15'
La poussé (F)	1.414*P*S	0.766*P*S	0.390*P*S	0.196*P*S

(Source : Office International de l'Eau)

IV.4.4 Calcul du poids buté

Une buté poids est constituée par un massif en béton qui s'oppose de l'eau par une force proportionnelle à son poids.

Le volume du béton à mettre en œuvre est donné par la formule suivante :

$$V = \frac{F}{f \times \rho} \quad (IV-33)$$

V : Volume de béton à mettre en œuvre en m<sup>3</sup>.

F : Poussée de l'eau calculée précédemment en daN.

f : Coefficient de frottement entre béton et terrain.

ρ : Masse volumique du béton en kg/m<sup>3</sup>.

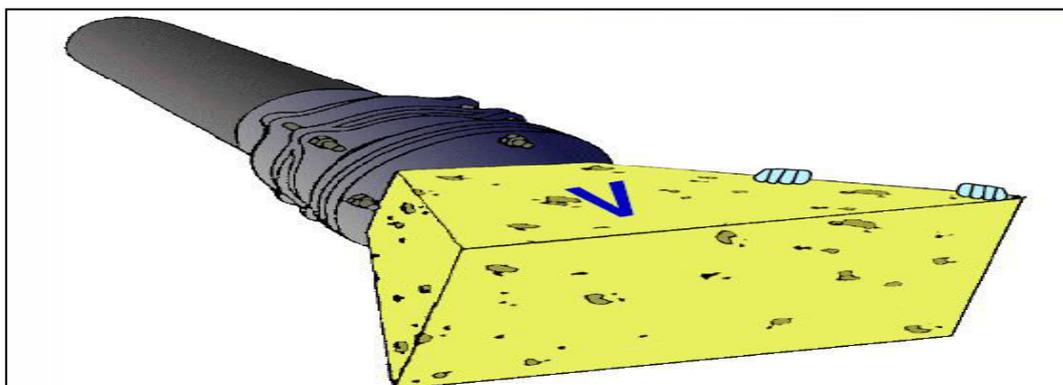


Figure IV-16: Butée poids.

(Source : Office International de l'Eau)

Le béton étant coulé en pleine fouille, le coefficient  $f$  est au plus égal à  $\tan\Phi$ ,  $\Phi$  étant l'angle de frottement interne du terrain.

**Tableau IV-24:** Valeurs des coefficients de frottement pour les différents sols.

Nature du sol	Angle de frottement $\Phi$ (degrés)		Coefficient de frottement ( $\tan\Phi$ )	
	Humide	Immergé	Humide	Immergé
Débris rocheux	40	35	0.84	0.7
Tout venant	35	30	0.7	0.58
Sables limoneux	30	25	0.58	0.47
Argiles	25	15	0.47	0.27

(Source : Office International de l'Eau)

**Remarque :** Lors de la conception de la butée, il ne faut pas oublier de laisser les joints à l'état libre pour inspection lors des essais hydrauliques et démontage éventuel.

#### IV.4.5 Calcul de la surface d'appui

On va déterminer la surface d'appui de la butée sur le terrain en place. Sa formule est donnée par :

$$S = \frac{F}{\sigma} \tag{IV-34}$$

$F$  : Poussée hydraulique de l'eau en daN.

$S$  : Surface d'appui en  $cm^2$ .

$\sigma$  : Résistance du terrain en  $daN/cm^2$  (bar).

**Tableau IV-25:** Valeurs indicatives de la résistance du terrain.

Nature des sols	La résistance du terrain
Vases et terrains fluents	[0.3-0.5]
Sable rapporté	0.8
Terre végétale	1
Marne ou argile compacte	[2-3]
Sable argileux ou gravier	[2-5]
Craie ou roche tendre	[2-5]
Roche dure	[5-15]

(Source : Office International de l'Eau)

En pratique, le calcul des massifs bétons prend en compte les forces de frottement et à la portance au sol. Par conséquent, on détermine le volume de béton à utiliser et la surface d'appui.

Les abaques de Pont-à-Mousson permettent de déterminer la taille de ce type de butées.

#### IV.4.6 Verrouillage des joints de conduites

Le verrouillage des joints à emboîtement est une technologie alternative aux fondations en béton qui peuvent absorber l'influence de la poussée hydraulique. Principalement utilisé dans les situations où l'espace est limité (zone urbaine) ou le terrain est irrégulier.

La technique consiste à verrouiller des joints suffisamment longs de chaque côté de la pièce pour utiliser la friction sol/tuyau pour équilibrer la poussée hydraulique.

Le calcul de la longueur à verrouiller est indépendant du système de verrouillage utilisé. Le calcul de la longueur à verrouiller dépend de la pression d'essai, du diamètre de la conduite

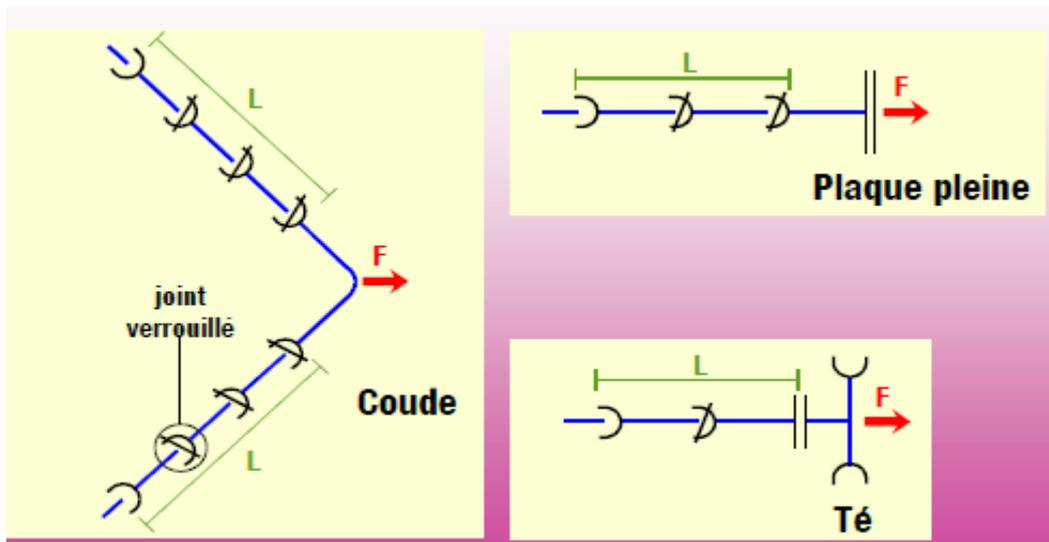


Figure IV-17: Longueurs du verrouillage pour les différents cas.

Les valeurs des poussées sur les différentes pièces spéciales pour une pression de 1 bar sont représentées dans l'annexe 8 et les longueurs à verrouiller pour une pression d'essai de 10 bars sur les toutes pièces spéciales sont illustrées dans l'annexe 9.

#### IV.4.7 Dimensionnement des butées

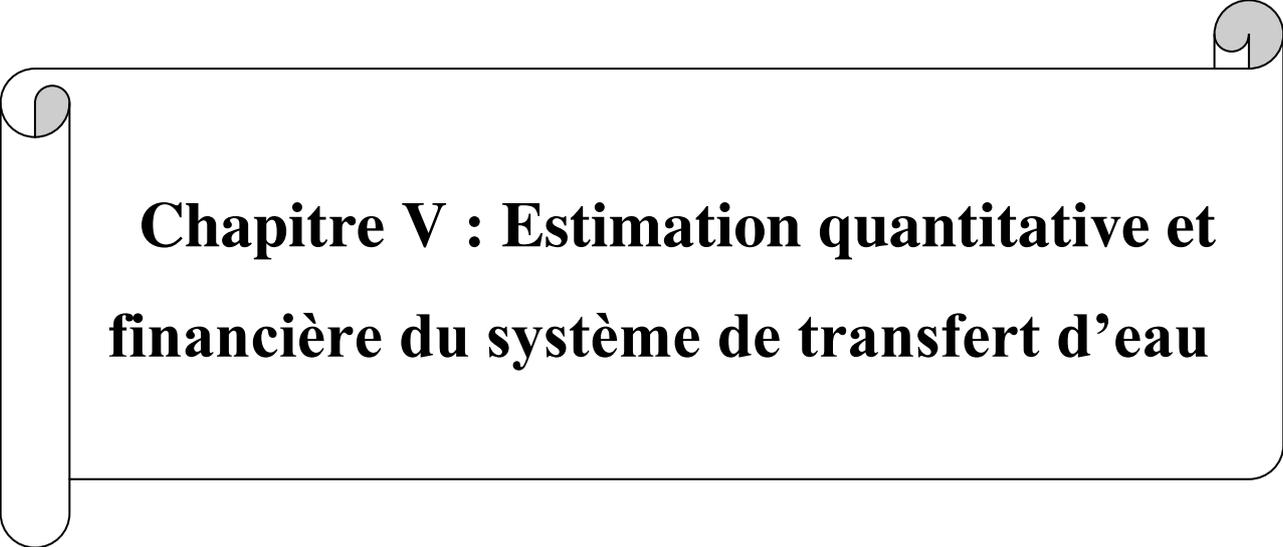
Le calcul du volume de béton recommandé dans les annexes 10 et 11 prend en compte le frottement au sol et l'appui au sol, ainsi que les caractéristiques du terrain. Si l'excavation ultérieure doit être effectuée à proximité des massifs qui mobilisent la butée des terres, la pression dans la canalisation doit être réduite pendant les travaux.

Le calcul des butées est basé sur les hypothèses suivantes :

- ✓ Les forces agissantes (massif butée).
- ✓ Terrain :
  - $\phi$  : Angle de frottement interne de terrain.
  - $\sigma$  : Résistance admissible du terrain sur une paroi verticale.
  - H : Hauteur de recouvrement égale à 1.20 m.
  - $\gamma$  : Masse volumique.
- ✓ Béton : sa masse volumique est de  $2.3 \text{ t/m}^3$ .
- ✓ Canalisation : DN 100 à DN 400 ; les pressions d'essai 10, 16 et 25 bars.  
Les caractéristiques mécaniques :
  - Pour les butées type 1, nous avons :  $\phi = 40^\circ$  ;  $\sigma = 1 \text{ daN/cm}^2$  ;  $\gamma = 2 \text{ t/m}^3$
  - Pour les butées type 2, nous avons :  $\phi = 30^\circ$  ;  $\sigma = 0.6 \text{ daN/cm}^2$  ;  $\gamma = 2 \text{ t/m}^3$

## **Conclusion**

Dans ce chapitre, nous avons élucidé toutes les étapes à suivre afin d'alimenter l'agglomération de Souk El Ténine en eau potable partant de la source (forages de Mechtras) jusqu'au réservoir de distribution. D'où, nous avons dimensionné tous les systèmes annexes que nous en avons besoin, deux stations de pompage, un réservoir de stockage et deux bâches de reprise. D'autre part, nous avons effectué l'étude de protection contre le coup de bélier ainsi le mode de pose de canalisation y compris les massifs de butées et l'ancrage des conduites à envisager pour ce transfert.

A decorative graphic of a scroll with a black outline and rounded corners. The scroll is partially unrolled, with the top and bottom edges curving upwards. The text is centered within the scroll.

**Chapitre V : Estimation quantitative et  
financière du système de transfert d'eau**

## Chapitre V : Estimation quantitative et financière du système de transfert d'eau

### Introduction

Parmi les risques majeurs rencontrés dans la réalisation d'un projet, il y a la surestimation ou la sous-estimation des coûts des ouvrages élémentaires le composant. En effet, la méconnaissance du coût adjacent à la réalité d'un ouvrage est à la source de difficultés dans le déroulement de projet. C'est pourquoi une estimation du coût est indispensable. Nous allons faire une estimation qui consiste à consolider tous les acquis qui existent afin de s'approcher au plus près de la réalité dans l'estimation du coût. Avant d'effectuer cette opération, nous allons envisager un ensemble de dispositions pour assurer l'exécution dans les meilleures conditions possibles d'un projet.

### V.1 Organisation de chantier

#### V.1.1 Définition

L'organisation de chantier consiste à prévoir les ressources nécessaires au moyen humain, matériel et matériau avec un rythme de travail pour une bonne utilisation de ces moyens dans le but de rechercher la rapidité, la qualité et l'économie.

#### V.1.2 Calcul des volumes des travaux

##### V.1.2.1 Calcul des volumes de la station de pompage

Nous avons dans notre projet deux stations de pompage ayant les mêmes dimensions telles que :

**Tableau V-1:** Dimensions de différents éléments des deux stations de pompage.

	Dimensions				
	Longueur	Largeur	Hauteur	Portée entre axe	Fouilles
Station de pompage	$L_{sp}$ (m)	$l_{sp}$ (m)	$H_{sp}$ (m)	(m)	$L_f * l_f * h_f$ (m*m*m)
SR1	16	8	6	4	3*3*2
SR2	16	8	6	4	3*3*2

**Tableau V-2:** Dimensions de différents éléments des deux stations de pompage (suite).

	Dimensions				
	Semelles	Demi-poteaux	Longrines	Dalles	Poteaux
Station de pompage	$L_s * l_s * h_s$ m*m*m	$a_{dp} * b_{dp} * h_{dp}$ cm*cm*cm	$a_l * b_l * h_l$ cm*cm	$E_{inf} = E_{sup}$ (cm)	$a_{dp} * b_{dp} * h_{dp}$ cm*cm*cm
SR1	2*2*0.6	40*40*140	40*60	12	40*40*600
SR2	2*2*0.6	40*40*140	40*60	12	40*40*600

### V.1.2.1.1 Calcul de volume de décapage

L'épaisseur de la couche superficielle (la terre végétale) à décapier est de 10 cm, dont ce décapage s'étend jusqu'aux extrémités extérieures des fouilles.

$$V_{\text{décapage}} = L_{\text{déc}} \times l_{\text{déc}} \times E_{\text{déc}} \quad (\text{V-1})$$

$$V_{\text{décapage}} = [(16 + 2) \times (8 + 2)] \times 0.1$$

$$V_{\text{décapage}} = 18 \text{ m}^3$$

Comme nous avons deux stations de pompage identiques, alors le volume total de décapage de la terre végétale est de  $36 \text{ m}^3$ .

### V.1.2.1.2 Calcul de volume des déblais

Le type du bâtiment de la station de pompage étant en surface, le volume des déblais est égal au volume excavé des fouilles.

$$V_{\text{fouille}} = L_f \times l_f \times h_f = L_f \times l_f \times (h_s + h_{dp} + h_{bp}) \quad (\text{V-2})$$

$$V_{\text{fouille}} = 3 \times 3 \times (0.6 + 1.4 + 0.1)$$

$$V_{\text{fouille}} = 18.9 \text{ m}^3$$

Le nombre de fouilles étant de 15, le volume résultant de toutes les fouilles est de  $283.5 \text{ m}^3$ .

Nous avons deux stations de pompage, donc le volume total de déblai est  $V_{\text{déblai}} = 567 \text{ m}^3$ .

### V.1.2.1.3 Calcul de volume de béton de propreté

Le volume du béton de propreté d'une seule fouille est de  $3 \times 3 \times 0.10$  soit  $0.9 \text{ m}^3$ . Le nombre étant de fouilles étant 15 et le nombre de stations de pompage étant 2, le volume total du béton de propreté de ces stations est  $2 \times 15 \times 0.9$  soit  $V_{\text{Bp}} = 27 \text{ m}^3$ .

### V.1.2.1.4 Calcul de volume de béton armé

Les éléments des stations de reprise dont le béton armé est le matériau de construction sont illustrés dans le tableau suivant :

**Tableau V-3:** Calcul du volume du béton armé d'une seule station de pompage.

Eléments	L (m)	l (m)	h (m)	Nombre	Volume
Semelles	2	2	0.6	15	36
Demi-poteaux	0.4	0.4	1.4	15	3.36
Poteaux	0.4	0.4	6	15	14.4
Longrines inférieures longueur	16	0.4	0.6	3	11.52
Longrines inférieures largeur	8	0.4	0.6	5	9.6
Longrines supérieures longueur	16	0.4	0.6	3	11.52
Longrines supérieures largeur	8	0.4	0.6	5	9.6
Dalle supérieure	16	8	0.12	1	15.36
Dalle inférieure	16	8	0.12	1	15.36
					Total 126.72

Le volume du béton armé est, donc, de  $126.72 \text{ m}^3$  soit  $127 \text{ m}^3$ . D'où le volume total du béton armé pour les deux stations de pompage est de  $2 \times 127$  soit  $V_{BA} = 254 \text{ m}^3$ .

### V.1.2.1.5 Calcul de volume de remblai compacté

Le volume des remblais est égal au volume du remblai des fouilles et celui des casiers au-dessous la dalle inférieure.

- Le volume du remblai compacté de la fouille est  $15.80 \text{ m}^3$ . Donc celui de toutes les fouilles est  $15 \times 15.80$  soit  $237 \text{ m}^3$ .
- Le volume du remblai des huit casiers est de  $17.28 \text{ m}^3$ .

Nous avons deux stations de pompage :  $V_{\text{remblai}} = 2 \times (237 + 17.28) = 508.56 \text{ m}^3$

Donc le volume total de déblai est de  $V_{\text{remblai}} = 508.56 \text{ m}^3$ .

### V.1.2.1.6 Calcul de volume de la maçonnerie

La surface de la maçonnerie totale est la différence entre la surface totale des murs et la surface des poteaux, du portail et des fenêtres :

$$S = \left( (L_{sp} - N_p \times a_p) \times h_p \times N_{lignes} + (l_{sp} - N_p \times a_p) \times h_p \times N_{colonnes} \right) - (S_{portail} - S_{fenêtres}) \quad (V-3)$$

$$S = 418 - (12 + 12) = 394 \text{ m}^2$$

La surface unitaire (surface d'une brique) étant de  $0,06 \text{ m}^2$  ( $0,30 \times 0,20$ ), la quantité de brique pour la maçonnerie est de 6567 briques. Le nombre de briques à prévoir en tenant compte de la casse est de 6600 briques, et puisque les murs seront construits avec double murette. Donc le nombre exact est de 13200 briques.

D'où le nombre total de briques pour les deux stations de reprise est de 26400 briques.

**Tableau V-4:** Volumes des travaux des deux stations de pompage.

N°	Désignation	Unité	Quantité	
			Une seule station de pompage	Deux stations de pompage
1	Décapage	$\text{m}^3$	18	36
2	Excavation	$\text{m}^3$	283.5	567
3	Béton de propreté	$\text{m}^3$	13.5	27
4	Béton armé semelles	$\text{m}^3$	36	72
5	Béton armé demi-poteaux	$\text{m}^3$	3.36	6.72
6	Remblai compacté	$\text{m}^3$	254.28	508.56
7	Béton armé longrines	$\text{m}^3$	42.24	84.48
8	Béton légèrement armé (dalle inférieure)	$\text{m}^3$	15.36	30.72
9	Béton armé poteaux	$\text{m}^3$	14.4	28.80
10	Béton armé dalle	$\text{m}^3$	15.36	30.72
11	Maçonnerie (briquetage)	u	13200	264000

## V.1.2.2 Calcul des volumes des travaux de l'adduction

### V.1.2.2.1 Déblai d'excavation

Selon les caractéristiques du terrain, le déblai sera réalisé mécaniquement. La profondeur minimale de la tranchée à excaver 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 assez grande pour qu'un homme puisse travailler sans difficulté et elle augmente avec les diamètres des conduites à mettre en place.

$$V_{exc} = B \times H \times L \quad (V-4)$$

Avec :

$B$  : Largeur de la tranchée, pour notre cas  $B = 0.90$  m.

$H$  : Profondeur de la tranchée (m).

$L$  : Longueur du tronçon.

**Tableau V-5:** Calcul du volume des déblais.

Tronçons	D (m)	B (m)	H (m)	L (m)	$V_{exc} (m^3)$
Forages-SR1	315	0.90	1.40	832	1049
SR1-SR2	300	0.90	1.40	1416	1785
SR2-R300	300	0.90	1.40	3890	4902
				Total	7736

### V.1.2.2.2 Lit de sable

Le long de l'adduction, la conduite doit être posée sur un lit de sable de 15 cm d'épaisseur.

$$V_{sable} = B \times e \times L \quad (V-5)$$

**Tableau V-6:** Calcul du volume du lit de sable.

Tronçons	B (m)	e (m)	L (m)	$V_s (m^3)$
Forages-SR1	0.90	0.15	832	113
SR1-SR2	0.90	0.15	1416	192
SR2-R300	0.90	0.15	3890	525
			Total	830

### V.1.2.2.3 Volume de la conduite

Après l'exécution des déblais de la tranchée et la mise en place du lit de sable, il y a lieu de poser la conduite dont la connaissance de la section est importante pour la détermination du volume des remblais.

$$S_c = \frac{\pi \times D^2}{4} \quad (V-6)$$

$S_c$  : Section de la conduite en  $m^2$ .

$D$  : Diamètre de la conduite en m.

$$V_c = S_c \times L \quad (V-7)$$

$V_c$  : Volume de la conduite en  $m^3$ .

Les résultats du calcul du volume de la conduite figurent dans le tableau suivant :

**Tableau V-7:** Calcul du volume de la conduite.

Tronçons	D (m)	$S_c$ ( $m^2$ )	L (m)	$V_c$ ( $m^3$ )
Forages-SR1	0.315	0.078	832	65
SR1-SR2	0.3	0.071	1416	101
SR2-R300	0.3	0.071	3890	277
			Total	443

#### V.1.2.2.4 Remblai compacté

Le volume des remblais sera le volume réduit du volume occupé par la conduite et ce du lit de sable.

$$V_{remblai} = V_{exc} - (V_c + V_s) \quad (V-8)$$

$V_{remblai}$  : Volume du remblai en  $m^3$ .

$V_{exc}$  : Volume du déblai en  $m^3$ .

$V_c$  : Volume occupé par la conduite en  $m^3$ .

$V_s$  : Volume du lit de sable en  $m^3$ .

$$V_{remblai} = 7736 - (443 + 830)$$

$$V_{remblai} = 6463 \text{ m}^3$$

Le volume de remblai est de  $6463 \text{ m}^3$ .

**Tableau V-8:** Volumes des travaux de l'adduction.

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Déblai	$m^3$	7736
2	Lit de sable	$m^3$	830
3	La conduite $\phi$ 315	ml	832
5	La conduite $\phi$ 300	ml	5306
6	Remblai compacté	$m^3$	6463

#### V.1.2.3 Calcul des volumes des travaux des réservoirs

Les réservoirs de notre système d'adduction sont au nombre de trois, dont un de capacité  $200 \text{ m}^3$  et deux bâches de reprise avec une capacité de  $1000 \text{ m}^3$  et l'autre de  $70 \text{ m}^3$ .

Il est recommandé de prendre :

- ✓ Le diamètre d'excavation doit être supérieur à celui du réservoir de 2 m
- ✓ L'épaisseur du lit de tout-venant est de : 0,3 m.
- ✓ L'épaisseur du béton de propreté est de : 0,15 m.
- ✓ L'épaisseur du radier du réservoir est de : 0,40 m.
- ✓ L'épaisseur du voile du réservoir est de : 0,25 m.
- ✓ La ceinture supérieure est de section carrée 0,5\*0,5 m<sup>2</sup>.
- ✓ L'épaisseur de la coupole est de 0,1 m.
- ✓ L'acrotère à 0,5 m de hauteur et 0,1 m d'épaisseur.

### V.1.2.3.1 Réservoir de 200 m<sup>3</sup> projeté à Fekrane

Le réservoir a un diamètre intérieur de 9.5 m et une hauteur de 3 m.

#### V.1.2.3.1.1 Calcul de volume des déblais

Le volume total des déblais est estimé par la relation suivante :

$$V_{déblai} = \left( \frac{\pi \times D_{exc}^2}{4} \right) \times h_{exc} \quad (V-9)$$

$V_{déblai}$  : Volume total des déblais (m<sup>3</sup>).

$D_{exc}$  : Diamètre d'excavation,  $D_{exc} = D_{ext} + 2$  (m).

$D_{ext}$  : Diamètre extérieur du réservoir (m),  $D_{ext} = 10.5$  m.

$h_{exc}$  : Profondeur d'excavation (m),  $h_{exc} = 2$  m.

$$\Rightarrow V_{déblai} = \left( \frac{\pi \times 12.5^2}{4} \right) \times 2$$

$$V_{déblai} = 245.43 \text{ m}^3$$

Le volume total des déblais est de 246 m<sup>3</sup>.

#### V.1.2.3.1.2 Calcul de volume de tout-venant

Le volume du tout-venant est donné par la formule suivante :

$$V_{tv} = \left( \frac{\pi \times D_{exc}^2}{4} \right) \times e_{tv} \quad (V-10)$$

$V_{tv}$  : Volume du tout-venant en m<sup>3</sup>.

$e_{tv}$  : Epaisseur de la couche du tout-venant en m. On prend une épaisseur de 0.3 m.

$$V_{tv} = \left( \frac{\pi \times 12.5^2}{4} \right) \times 0.3 = 36.81 \text{ m}^3$$

Le volume du tout-venant est de 37 m<sup>3</sup>.

### V.1.2.3.1.3 Calcul de volume de béton de propreté

La pose du béton de propreté sera étendue de 0.5 m des parois extérieures du réservoir. Le volume du béton de propreté est calculé par la formule suivante :

$$V_{bp} = \left( \frac{\pi \times D_{bp}^2}{4} \right) \times e_{bp} \quad (V-11)$$

$V_{bp}$  : Volume du béton de propreté en  $m^3$ .

$D_{bp}$  : Diamètre de la couche du béton de propreté en m. Donc,  $D_{bp} = D_{ext} + 1$ .

$e_{bp}$  : Epaisseur de la couche du béton de propreté en m. on prend une épaisseur de 0.15 m.

$$V_{bp} = \left( \frac{\pi \times 11.5^2}{4} \right) \times 0.15 = 15.58 \text{ m}^3$$

Le volume du béton de propreté est de  $16 \text{ m}^3$ .

### V.1.2.3.1.4 Calcul de volume de béton armé

Les éléments des réservoirs dont le béton armé est le matériau de construction sont :

- ❖ Radier.
- ❖ Voiles.
- ❖ Ceintures supérieures.
- ❖ Coupole.
- ❖ Maçonnerie des chicanes des réservoirs.

Les éléments du réservoir, ayant des formes circulaires, sont estimés moyennant par la formule :

$$V_{ba} = \pi \times \left( \frac{D_{ext}^2 - D_{int}^2}{4} \right) \times H \quad (V-12)$$

$D_{ext}$  : Diamètre extérieur de l'élément du réservoir en m.

$D_{int}$  : Diamètre intérieur de l'élément du réservoir en m.

H : Hauteur de l'élément du réservoir en m.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau qui suit :

**Tableau V-9:** Calcul du volume de béton armé de réservoir R200.

Eléments	$D_{ext}$ (m)	$D_{int}$ (m)	H (m)	$V_{ba}$ ( $m^3$ )
Radier	10.5	-	0.4	34.63
Voile	10	9.5	3	22.97
Ceinture supérieure	10	9	0.5	7.46
Acrotère	10	9.8	0.5	1.55
			Total	66.61

## ❖ Coupole

La coupole est une calotte sphérique de rayon :

$$R = \frac{f^2 + \left(\frac{D}{2}\right)^2}{2 \times f} \quad (\text{V-13})$$

$R$  : Rayon de la coupole (m).

$D$  : Diamètre du réservoir (m).

$f$  : Flèche de la coupole (m).

$$R = \frac{1.2^2 + \left(\frac{9.5}{2}\right)^2}{2 \times 1.2} = 10 \text{ m}$$

$$V_c = 2 \times \pi \times R \times f \times e_c \quad (\text{V-14})$$

$V_c$  : Volume du béton armé de la coupole ( $\text{m}^3$ ).

$e_c$  : Epaisseur de la coupole (m).

$$V_c = 2 \times \pi \times 10 \times 1.2 \times 0.1 = 7.54 \text{ m}^3$$

Le volume du béton armé de la coupole est de  $8 \text{ m}^3$ .

### V.1.2.3.1.5 Calcul de volume de remblai compacté

Le volume du remblai est égal au vide restant, après coulage du béton armé des voiles, entre ces derniers et les limites d'excavation :

$$V_{remblai} = \pi \times \left( \frac{D_{exc}^2 - D_{ext}^2}{4} \right) \times h \quad (\text{V-15})$$

$V_{remblai}$  : Volume du remblai compacté en  $\text{m}^3$ .

$D_{ext}$  : Diamètre extérieur du réservoir en m.

$h$  : Profondeur d'excavation en m.

$$V_{remblai} = \pi \times \left( \frac{12.5^2 - 10.5^2}{4} \right) \times 2 = 72.25 \text{ m}^3$$

Le volume du remblai est de  $73 \text{ m}^3$ .

**Tableau V-10:** Volumes des travaux du réservoir R200.

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Déblai	$\text{m}^3$	246
3	Tout-venant	$\text{m}^3$	37
2	Béton de propreté	$\text{m}^3$	16
4	Béton armé du radier	$\text{m}^3$	35
5	Béton armé des voiles	$\text{m}^3$	23
6	Béton armé des ceintures supérieures	$\text{m}^3$	8
7	Béton armé de la coupole	$\text{m}^3$	8
8	Béton armé de l'acrotère	$\text{m}^3$	2
9	Remblais compacté	$\text{m}^3$	73

### V.1.2.3.2 Bâche de reprise SR1 de 1200 m<sup>3</sup>

La bâche a un diamètre intérieur de 17.5 m et une hauteur de 5 m. Vu que la forme de cette bâche est cylindrique, donc on refait les mêmes calculs qu'on a faits pour le réservoir R200 et on les illustre dans le tableau suivant :

**Tableau V-11:** Volumes des travaux de la bâche de reprise SR1.

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Déblai	m <sup>3</sup>	661
2	Tout-venant	m <sup>3</sup>	100
3	Béton de propreté	m <sup>3</sup>	45
4	Béton armé du radier	m <sup>3</sup>	108
5	Béton armé des voiles	m <sup>3</sup>	70
6	Béton armé des ceintures supérieures	m <sup>3</sup>	15
7	Béton armé de la coupole	m <sup>3</sup>	25
8	Béton armé de l'acrotère	m <sup>3</sup>	3
9	Remblais compacté	m <sup>3</sup>	122

### V.1.2.3.3 Bâche de reprise SR2 de 300 m<sup>3</sup>

La forme de la bâche SR2 est cylindrique avec un diamètre de 11.5 m et une hauteur de 3 m. Le calcul des travaux de la deuxième bâche sont représentés dans le tableau qui succède :

**Tableau V-12:** Volumes des travaux de la bâche de reprise SR2.

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Déblai	m <sup>3</sup>	330
2	Tout-venant	m <sup>3</sup>	50
3	Béton de propreté	m <sup>3</sup>	22
4	Béton armé du radier	m <sup>3</sup>	50
5	Béton armé des voiles	m <sup>3</sup>	28
6	Béton armé des ceintures supérieures	m <sup>3</sup>	9
7	Béton armé de la coupole	m <sup>3</sup>	11
8	Béton armé de l'acrotère	m <sup>3</sup>	2
9	Remblais compacté	m <sup>3</sup>	85

## V.1.3 Calcul des coûts des travaux

Les coûts des travaux des stations, de l'adduction et des différents réservoirs sont mentionnés dans les tableaux suivants :

**Tableau V-13:** Devis estimatif et quantitatif des travaux des deux stations de pompage.

N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DZD)	Montant (DZD)
1	Déblais	m <sup>3</sup>	603	500,00	301 500,00
2	Béton de propreté (150 Kg/m <sup>3</sup> )	m <sup>3</sup>	27	8 000,00	216 000,00
3	Béton légèrement armé	m <sup>3</sup>	31	19 000,00	589 000,00
4	Béton armé (350 Kg/m <sup>3</sup> )	m <sup>3</sup>	223	35 000,00	7 805 000,00
5	Remblai compacté	m <sup>3</sup>	509	400,00	203 600,00
6	Maçonnerie	u	264000	40,00	10 560 000,00
				Montant total	19 675 100,00

Le coût des travaux des deux stations de pompage est de 19 675 100,00 DZD.

**Tableau V-14:** Devis estimatif et quantitatif des travaux de l'adduction.

N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DZD)	Montant (DZD)
1	Déblai	m <sup>3</sup>	7736	500,00	3 868 000,00
2	Lit de sable	m <sup>3</sup>	830	800,00	664 000,00
3	La conduite $\phi$ 315 en PEHD	ml	832	6 997,00	5 821 504,00
5	La conduite $\phi$ 300 en fonte	ml	5306	10 552,90	55 993 687,40
6	Remblai	m <sup>3</sup>	6463	400,00	2 585 200,00
				Montant total	68 932 392,00

Le coût des travaux de l'adduction est de 68 932 392,00 DZD.

**Tableau V-15:** Devis estimatif et quantitatif des travaux du réservoir R200.

N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DZD)	Montant (DZD)
1	Déblai	m <sup>3</sup>	246	500,00	123 000,00
3	Tout-venant	m <sup>3</sup>	37	600,00	22 200,00
2	Béton de propreté	m <sup>3</sup>	16	8 000,00	128 000,00
4	Béton armé	m <sup>3</sup>	76	35 000,00	2 660 000,00
5	Remblais compacté	m <sup>3</sup>	73	400,00	29 200,00
				Montant total	2 962 400,00

Le coût des travaux du réservoir R200 de Fekrane est de 2 962 400,00 DZD.

**Tableau V-16:** Devis estimatif et quantitatif des travaux de la bache de reprise SR1.

N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DZD)	Montant (DZD)
1	Déblai	m <sup>3</sup>	661	500,00	330 500,00
3	Tout-venant	m <sup>3</sup>	100	600,00	60 000,00
2	Béton de propreté	m <sup>3</sup>	45	8 000,00	360 000,00
4	Béton armé	m <sup>3</sup>	221	35 000,00	7 735 000,00
5	Remblais compacté	m <sup>3</sup>	122	400,00	48 800,00
				Montant total	8 534 300,00

Le coût des travaux de la bache de la station de reprise SR1 est de 8 534 300,00 DZD.

**Tableau V-17:** Devis estimatif et quantitatif des travaux de la bache de reprise SR2.

N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DZD)	Montant (DZD)
1	Déblai	m <sup>3</sup>	330	500,00	165 500,00
3	Tout-venant	m <sup>3</sup>	50	600,00	30 000,00
2	Béton de propreté	m <sup>3</sup>	22	8 000,00	176 000,00
4	Béton armé	m <sup>3</sup>	100	35 000,00	3 500 000,00
5	Remblais compacté	m <sup>3</sup>	85	400,00	34 000,00
				Montant total	3 905 500,00

Le coût des travaux de la bache de la station de reprise SR2 est de 3 905 500,00 DZD.

On additionne tous les coûts pour avoir le montant total de l'ensemble des travaux tels que :

**Tableau V-18:** Bilan total du projet entier.

Désignation	Montant total, HT (DZD)	Montant TVA 19% (DZD)	Montant total TTC, (DZD)
Stations de pompage	19 675 100,00	3 738 269,00	23 413 369,00
L'adduction	68 932 392,00	13 097 154,48	82 029 546,48
Les réservoirs	15 402 200,00	2 926 418,00	18 328 618,00
123 771 534,00			

Le coût global du projet en T.T.C est estimé à 123 771 534,00 DZD.

## V.2 Planification des travaux

Avant d'entamer la réalisation des travaux sur le chantier, il faut faire une planification qui consiste en une étude théorique qui recherche constamment la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et des autres moyens. Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- ✓ Méthodes basées sur le réseau.
- ✓ Méthodes basées sur le graphique.

### V.2.1 Définition des tâches et leurs durées

On admet que la réalisation des différentes prestations du projet se fasse en parallèle. Puisque les deux bâtiments des stations de pompage sont identiques et les réservoirs ont approximativement les mêmes volumes des travaux, on impose les mêmes durées de réalisation des différentes tâches des stations et leurs réservoirs.

- Pose de conduite : 0.5 Km/jour.
- Lit de sable : 0.75 Km/jour.
- Epreuve de joint de canalisation : 0.5 Km/jour.
- Remblai compacté : 0.5 Km/jour.

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

$$T = \frac{V}{R_p} \quad (\text{V-16})$$

$V$  : Volume du sol excavé ( $\text{m}^3$ ).

$R_p$  : Capacité du godet ( $\text{m}^3/\text{jour}$ ).

$$R_p = \frac{3600 \times q \times K_t \times K_R}{T_c \times K_f} \quad (\text{V-17})$$

$K_R$  : Coefficient de remplissage du godet. On prend  $K_R = 0.8$ .

$K_t$  : Coefficient d'utilisation du temps. Il dépend de la nature du sol et de l'habilité du conducteur. On prend  $K_t = 0.8$ .

$K_f$  : Coefficient de foisonnement du sol, soit  $K_f = 1.2$ .

$T_c$  : La durée d'un cycle de remplissage du godet. On prend  $T_c = 20$  s.

$q$  : Capacité du godet ( $\text{m}^3$ ), telle que :

**Tableau V-19:** Capacité du godet en fonction du volume des terrassements.

Volume excavé ( $\text{m}^3$ )	$\leq 10000$	$\geq 10000$	$> 20000$	$> 100000$
Capacité du godet ( $\text{m}^3$ )	0.25-0.35	0.5-0.65	1-1.25	1.5

### V.2.1.1 Station de pompage

Les tâches de construction du bâtiment des deux stations de pompage et leurs durées sont mentionnées dans le tableau suivant :

**Tableau V-20:** Temps de réalisation des opérations d'une seule station de pompage.

Notation	Opération	Durée
A	Décapage de la terre végétale	10
B	Excavation des fouilles	18
C	Coulage du béton de propreté	4
D	Coulage du béton pour les semelles	6
E	Coulage du béton pour les demi-poteaux	10
F	Remblayage et compactage des fouilles	3
G	Coulage du béton pour les longrines inférieures	30
H	Remblayage et compactage des casiers	12
I	Coulage de la chape inférieure	2
J	Coulage du béton pour les poteaux	16
K	Coulage du béton pour les longrines supérieures et la dalle	60
L	Maçonnerie et finition générale	60
M	Embellissement (trottoirs, bitumage et verdure), évacuation des débris et nettoyage	10

### V.2.1.2 Adduction

Les tâches de réalisation de l'adduction et leurs durées sont mentionnées dans le tableau suivant :

**Tableau V-21:** Temps de réalisation des opérations de l'adduction.

Notation	Opération	Durée (jour)
N	Excavation de la tranchée	91
O	Pose du lit de sable	10
P	Pose de conduite	14
Q	Epreuve des joints de canalisation	14
R	Remblais compacté	14

### V.2.1.3 Réservoirs

Les tâches de réalisation des trois réservoirs et leurs durées sont mentionnées dans les tableaux suivants :

**Tableau V-22:** Temps de réalisation des opérations du réservoir R200.

Notation	Opération	Durée (jour)
S	Excavation	4
T	Pose du tout-venant	2
U	Coulage du béton de propreté	1
V	Coulage du béton armé du radier	60
W	Coulage du béton armé du voile	60
Y	Coulage du béton armé de la ceinture supérieure	25
Z	Coulage du béton armé de la coupole	60
AA	Remblayage et compactage	2
AB	Maçonnerie et finition générale	30
AC	Evacuation des débris et nettoyage	2

**Tableau V-23:** Temps de réalisation des opérations de la bache de reprise SR1.

Notation	Opération	Durée (jour)
AD	Excavation	8
AE	Pose du tout-venant	2
AF	Coulage du béton de propreté	1
AG	Coulage du béton armé du radier	60
AH	Coulage du béton armé du voile	60
AI	Coulage du béton armé de la ceinture supérieure	25
AJ	Coulage du béton armé de la coupole	60
AK	Remblayage et compactage	2
AL	Maçonnerie et finition générale	30
AM	Evacuation des débris et nettoyage	2

**Tableau V-24:** Temps de réalisation des opérations de la bache de reprise SR2.

Notation	Opération	Durée (jour)
AN	Excavation	4
AO	Pose du tout-venant	2
AP	Coulage du béton de propreté	1
AQ	Coulage du béton armé du radier	60
AR	Coulage du béton armé du voile	60
AS	Coulage du béton armé de la ceinture supérieure	25
AT	Coulage du béton armé de la coupole	60
AU	Remblayage et compactage	2
AV	Maçonnerie et finition générale	30
AW	Evacuation des débris et nettoyage	2

### V.2.2 Planification des travaux par la méthode du graphe (diagramme de Gantt)

La théorie des graphes consiste à résoudre tous les problèmes d'ordonnement, et la détermination des plannings, notamment le diagramme de Gantt qui est considéré parmi les outils les plus efficaces pour représenter visuellement les différentes activités qui constituent la gestion d'un projet bien défini.

On utilise le logiciel Microsoft Project pour tracer les diagrammes de Gantt. Pour cela, on introduit les différents tâches avec leurs temps de réalisation et en respectant leurs ordre chronologique et les liaisons qui relient entre ces activités. Comme ce logiciel nous impose d'introduire la date de commencement du projet, on fixe la date pour ce 28 novembre 2021, et on obtiendra les diagrammes figurants dans les pages qui succèdent :

**Tableau V-25:** Tâches qui précèdent et succèdent chaque opération d'une seule station de pompage.

Opération	TR	Précède	Succède
A	10	-	B
B	18	A	C
C	4	B	D
D	6	C	E
E	10	D	F
F	3	E	G
G	30	F	H
H	12	G	I
I	2	H	J
J	16	I	K
K	60	J	L
L	60	K	M
M	10	L	-

Le chemin critique de cette prestation est A-B-C-D-E-F-G-H-I-J-K-L-M, le projet de réalisation d'une seule station de pompage durera 262 jours ouvrables.

**Tableau V-26:** Tâches qui précèdent et succèdent chaque opération de l'adduction.

Opération	TR	Précède	Succède
N	282	-	O, P
O	14	N	Q
P	14	N	Q
Q	14	O, P	R
R	14	Q	-

Le chemin critique du projet de l'adduction est N-O-P-Q-R, la réalisation de l'adduction s'achèvera dans 154 jours ouvrables.

**Tableau V-27:** Tâches qui précèdent et succèdent chaque opération du réservoir R200.

Opération	TR	Précède	Succède
S	4	-.	T
T	2	S	U
U	1	T	V
V	60	U	W
W	60	V	Y
Y	25	W	Z
Z	60	Y	AA
AA	2	Z	AB
AB	30	AA	AC
AC	2	AB	-

Le chemin critique pour le projet du réservoir R200 est S-T-U-V-W-Y-Z-AA-AB-AC, la réalisation de ce projet durera 267 jours ouvrables.

**Tableau V-28:** Tâches qui précèdent et succèdent chaque opération de la bache de reprise SR1.

Opération	TR	Précède	Succède
AD	8	-.	AE
AE	2	AD	AF
AF	1	AE	AG
AG	60	AF	AH
AH	60	AG	AI
AI	25	AH	AJ
AJ	60	AI	AK
AK	2	AJ	AL
AL	30	AK	AM
AM	2	AL	-

Le chemin critique pour le projet de la bêche de reprise SR1 est AD-AE-AF-AG-AH-AI-AJ-AK-AL-AM, la réalisation de ce projet durera 271 jours ouvrables.

**Tableau V-29:** Tâches qui précèdent et succèdent chaque opération de la bêche de reprise SR2.

Opération	TR	Précède	Succède
AN	4	-.	AO
AO	2	AN	AP
AP	1	AO	AQ
AQ	60	AP	AR
AR	60	AQ	AS
AS	25	AR	AT
AT	60	AS	AU
AU	2	AT	AV
AV	30	AU	AW
AW	2	AV	-

Le chemin critique pour le projet de la bêche de reprise SR1 est AN-AO-AP-AQ-AR-AS-AT-AU-AV-AW, la réalisation de ce projet durera 267 jours ouvrables.

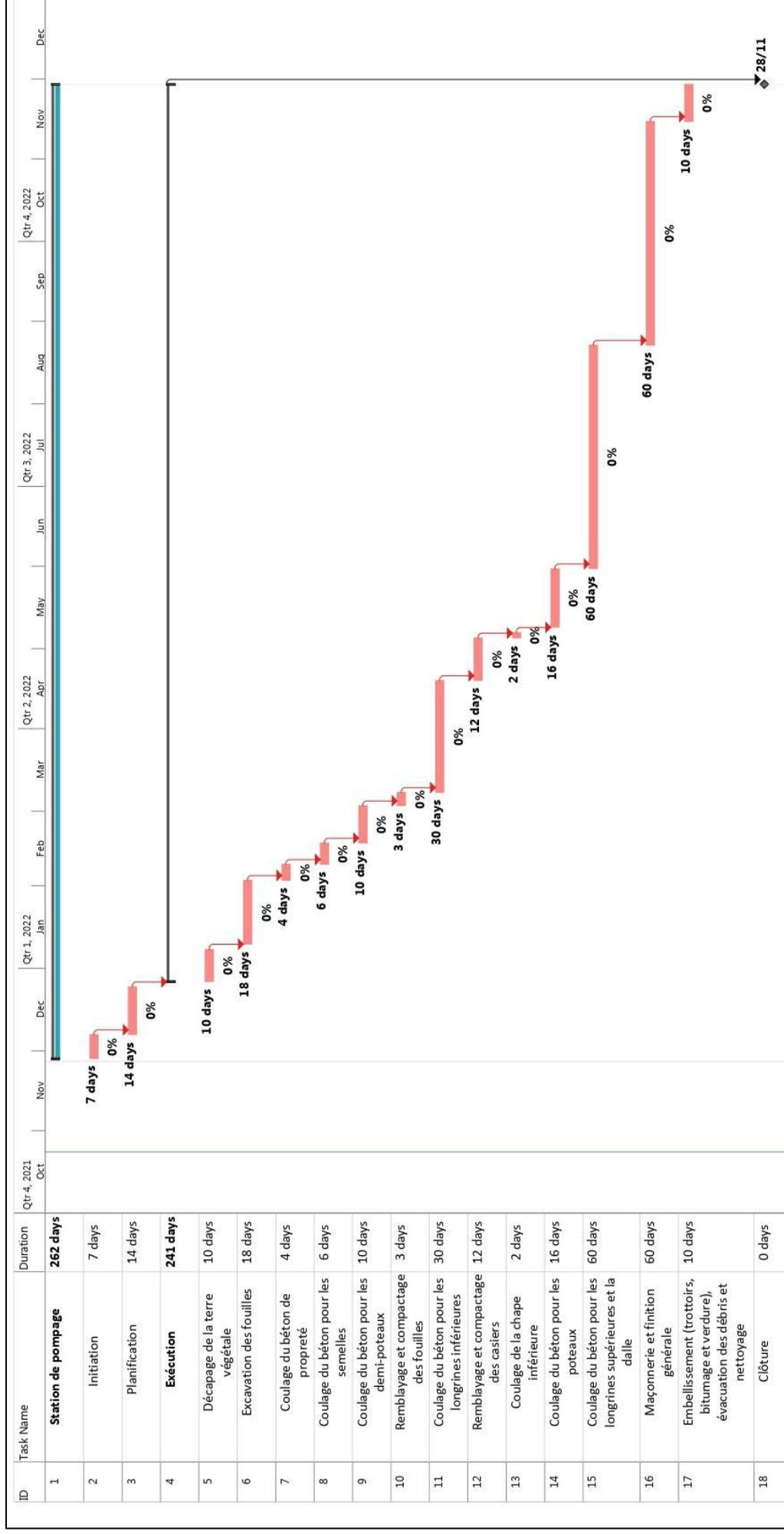


Figure V-1 : Diagramme de Gantt de la station de pompage.

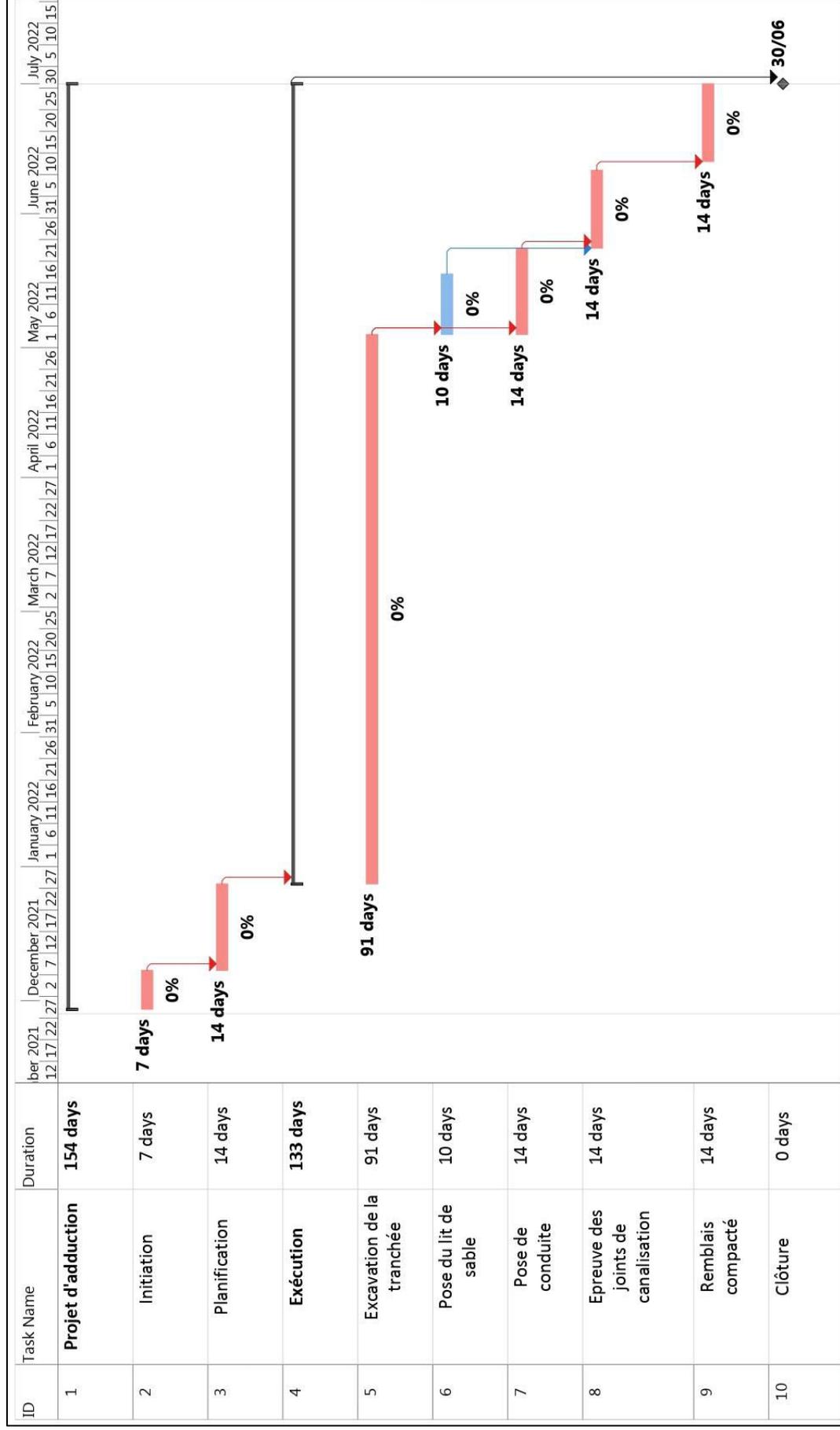


Figure V-2 : Diagramme de Gantt de l'adduction.

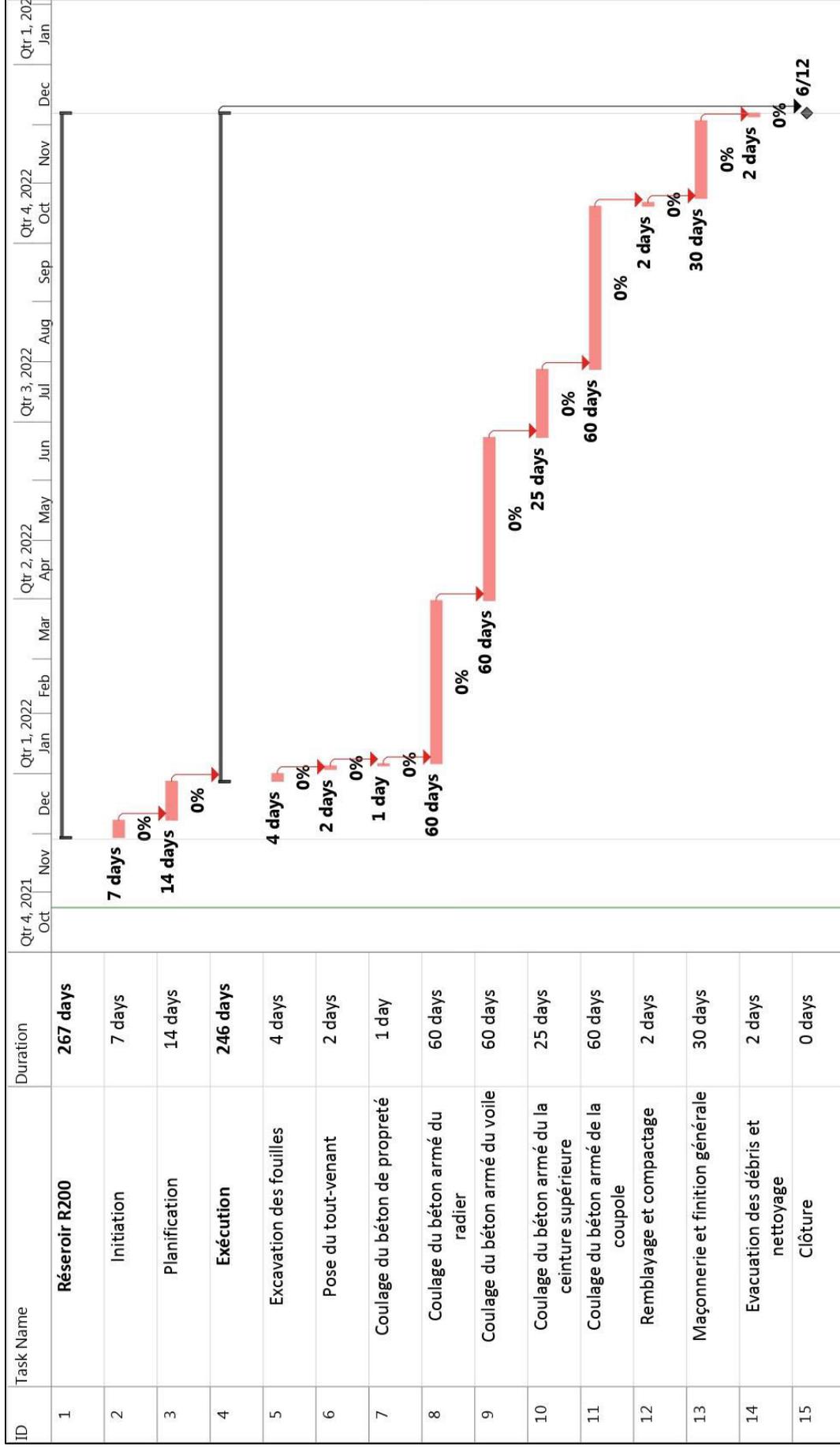


Figure V-3 : Diagramme de Gantt du Réservoir R200.

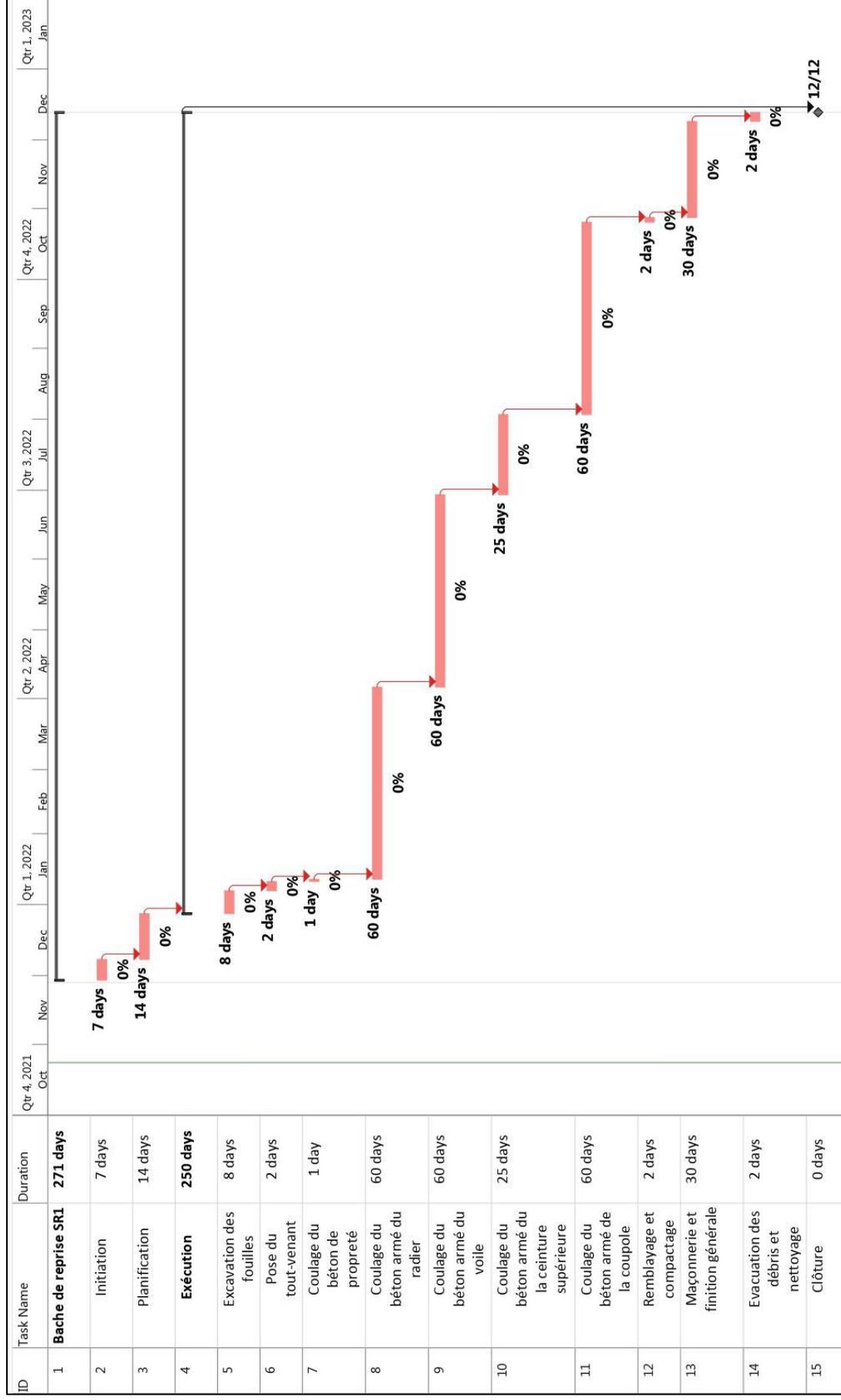


Figure V-4 : Diagramme de Gantt de la bache de reprise SR1.

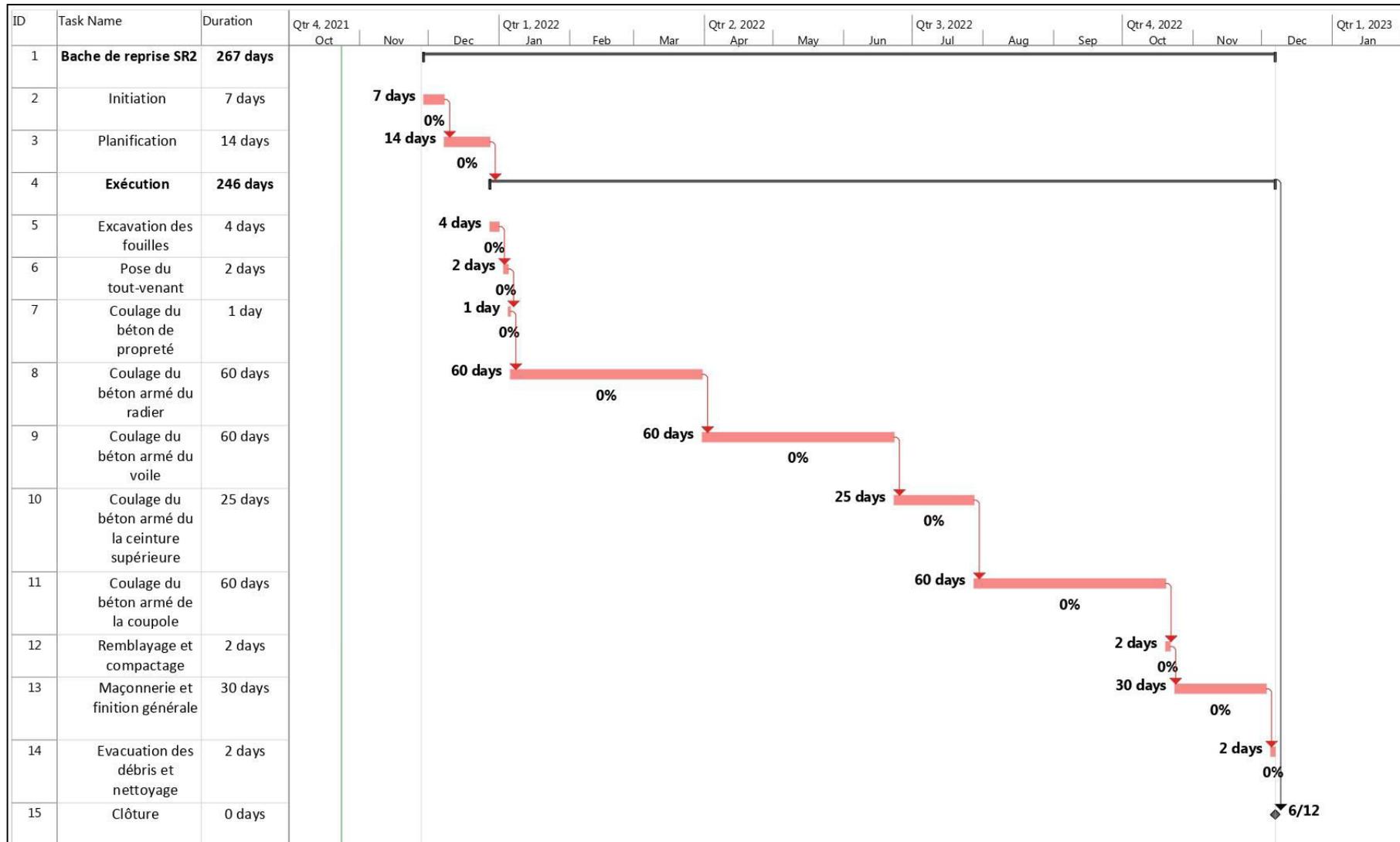


Figure V-5 : Diagramme de Gantt de la bache de reprise SR2.

**Remarque :**

La durée totale du projet est de 271 jours, à partir de 28/11/2022 jusqu'à 12/12/2022. Sachant que nous avons supposé que les différentes prestations se fassent simultanément. Cette durée peut être diminuée, si on utilise plusieurs engins en même temps.

**Conclusion**

Les adductions sont des projets qui nécessitent de gros investissement pour leur réalisation. Dans ce chapitre, nous avons estimé les volumes nécessaires des travaux, et avons estimé également le coût total en T.T.C du projet à 123 771 534,00 DZD soit cent vingt-trois millions sept cent soixante-onze mille cinq cent trente-quatre dinars algériens. D'autre part, nous avons établi une planification des travaux, qui est nécessaire pour le bon déroulement du projet, dont la durée de sa réalisation est estimée à 267 jours ouvrables.



## **Conclusion générale**

## Conclusion générale

Dans le cadre de ce projet de fin d'études, nous avons étudié le projet portant sur le renforcement d'un système de l'alimentation en eau potable de la commune de Souk El Ténine. La première étape du travail était la collecte de données sur les caractéristiques de la zone d'étude, avec une estimation de ses besoins à long terme de 8395.17 m<sup>3</sup>/j soit 97.17 l/s

Les besoins en eau de la commune ne sont pas satisfaits par les ressources existantes, d'où ce projet de renforcement qui contribuera avec un débit de 5085.17 m<sup>3</sup>/j soit 58.86 l/s qui est fourni par le champ de captage (forages d'Oued Mechtras).

Pour l'acheminement de l'eau vers le réservoir existant R300 situé à Fekrane, nous avons essayé de suivre la route pour éviter de traverser les terrains agricoles et privés. D'autre part, la nature de relief ainsi la grande différence d'altitudes entre le niveau des forages (291.23 m) et le réservoir R300 (760.30 m), nous exige de projeter deux stations de reprise.

Pour le dimensionnement des conduites d'adduction, nous avons cherché pour chaque tronçon le diamètre économique tout en garantissant le coût global le plus bas et une vitesse d'écoulement acceptable. Les diamètres varient entre 315 et 300 mm avec des matériaux en fonte ductile et en PEHD.

Nous avons :

- Une conduite de 315 mm en PEHD PN10 pour le tronçon forages-SR1.
- Une conduite de 300 mm en fonte ductile pour les tronçons SR1-SR2 et SR2-R300.

Les ouvrages de stockage sont dimensionnés selon les besoins en eau estimés. Par conséquent, après avoir calculé la capacité des réservoirs et en tenant compte des deux réservoirs de stockage R300 et R500 situés à Fekrane, un réservoir d'une capacité de 200 m<sup>3</sup> est projeté à côté de ces deux derniers.

Pour l'étude et le choix des pompes adaptées à l'usage de notre projet ainsi que ses divers équipements, nous avons utilisé le catalogue CAPRARI, dont deux stations de reprise chacune ayant un réservoir de 1200 m<sup>3</sup> et 300 m<sup>3</sup> respectivement.

Afin de mettre en œuvre les protections de la conduite contre les risques éventuels de coups de bélier, nous avons dimensionné deux réservoirs d'air pour les deux stations, avec un volume de 0.6 m<sup>3</sup> pour SR1 et un autre de 1.7 m<sup>3</sup> pour SR2.

Le coût total en T.T.C du projet est estimé à 123 771 534,00 DZD soit cent vingt-trois millions sept cent soixante-onze mille cinq cent trente-quatre dinars algériens, avec une durée de sa réalisation estimée à 267 jours ouvrables.



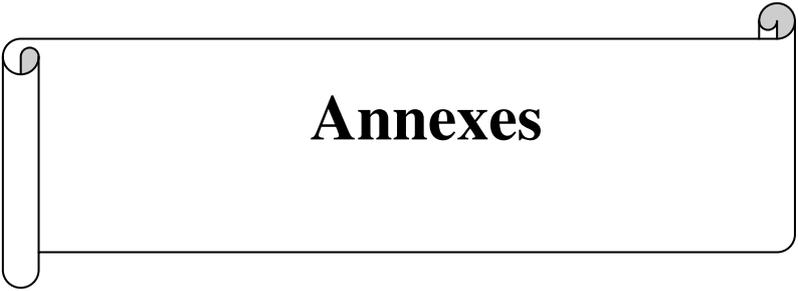
## **Références bibliographiques**

## Références bibliographiques

- [1] BONIN J. Captage, Réseaux d'adduction, Réservoir, Réseaux de distribution, Equipements, Petites centrales hydraulique, Edition Eyrolles, Paris, 1986.
- [2] BONIN J. Hydraulique urbaine aux agglomérations de petite et moyenne importance, Edition Eyrolles, Paris, 1986.
- [5] DUPONT, A., « Hydraulique urbaine : ouvrages de transport, élévation et distribution des eaux », Tome II, Edition Eyrolles, 1979.
- [6] N. Klein, « Protection anticorrosion de conduites en fonte ductile », *Revue EIN*, juill. 10, 2017. <https://www.revue-ein.com/article/protection-anticorrosion-de-conduites-en-fonte-ductile> (consulté le sept. 27, 2021).
- [7] Office International de l'Eau, « LES BUTEES ». [En ligne]. Disponible sur: DFE/CNFME/C:\Documents and Settings\j.pronost\Bureau\ACEF Distribution\2° Les butées.doc.
- [8] Pam Saint-Gobain, « GUIDE DE CONCEPTION DES INSTALLATIONS D'ADDUCTION ET DISTRIBUTION D'EAU POUR CANALISATIONS EN FONTE DUCTILE ». 2018. [En ligne]. Disponible sur: [https://docs.ecatalog.pamline.com/guide\\_conception/fr\\_FR/files/assets/common/downloads/p\\_ublication.pdf](https://docs.ecatalog.pamline.com/guide_conception/fr_FR/files/assets/common/downloads/p_ublication.pdf).
- [9] PDAU Souk El Ténine. Code du projet : EPDAU/DT MT/III/ CA NO 12.711.115 du 12-07- 2012 édition finale 01-2016.
- [10] « Plastitech : PRFV, PVC, PE, PP, fosse de relevage, séparateur, Suisse ». <https://www.plastitech.ch/> (consulté le sept. 27, 2021).
- [11] S.-G. Pam, « ÉPREUVE HYDRAULIQUE », p. 2, 2008.
- [12] SALAH. B « Polycopie d'alimentation en eau potable », Edition ENSH, Soumaa, 1993.
- [13] « Tubes pour conduites forcées, tuyaux à haute pression, tube conduite - De Neuve Tubes ». <https://www.deneuve.fr/30-tubes-conduites> (consulté le sept. 27, 2021).
- [14] Yves Reumaux, Sacha Greenberg & Mohamed et Nafaa, « REALISATION DE L'ETUDE D'ACTUALISATION DU PLAN NATIONAL DE L'EAU », Algérie, août 2010.

## Logiciels utilisés et matériels utilisés

- [1] Autocad
- [2] Covadis
- [3] Epanet 2.0
- [4] Google Earth Pro
- [5] Arc-GIS 10.5
- [6] Pump Tutor Caprari
- [7] Microsoft Project Management
- [8] Zotero



## **Annexes**

## Annexes

**Annexe 1:** Variation horaire de la consommation d'eau dans divers centres d'agglomération.

Heures	Nombre d'habitants				
	Moins de 10.000	De 10.000 à 50.000	De 50.000 à 100.000	Plus de 100.000	Agglomération de type rural
0-1	01	1,5	1,5	3,35	0,75
1-2	01	1,5	1,5	3,25	0,75
2-3	01	1,5	1,5	3,3	01
3-4	01	1,5	1,5	3,2	01
4-5	02	2,5	2,5	3,25	03
5-6	03	3,5	3,5	3,4	5,5
6-7	05	4,5	4,5	3,85	5,5
7-8	6,5	5,5	5,5	4,45	5,5
8-9	6,5	6,25	6,25	5,2	3,5
9-10	5,5	6,25	6,25	5,05	3,5
10-11	4,5	6,25	6,25	4,85	06
11-12	5,5	6,25	6,25	4,6	8,5
12-13	07	05	05	4,6	8,5
13-14	07	05	05	4,55	06
14-15	5,5	5,5	5,5	4,75	05
15-16	4,5	06	06	4,7	05
16-17	05	06	06	4,65	3,5
17-18	6,5	5,5	5,5	4,35	3,5
18-19	6,5	05	05	4,4	06
19-20	05	4,5	4,5	4,3	06
20-21	4,5	04	04	4,3	06
21-22	03	03	03	3,75	03
22-23	02	02	02	3,75	02
23-24	01	1,5	1,5	3,7	01
Total	100%	100%	100%	100%	100%

(Source : Cours d'alimentation en eau potable SALAH.B)

**Annexe 2:** Coefficients  $K'$ ,  $m$ ,  $\beta$  pour différents types du tuyau.

Tuyau	$K'$	$m$	$\beta$
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

(Source : Cours d'alimentation en eau potable SALAH.B)

## Annexes

### Annexe 3: Liste des prix des tuyaux PEHD PN10.

Code	Désignation Article	Unité	Prix HT	Prix TTC
110030201	Tube PEHD Ø 20 PN 10 EP 2.0 mm	ml	34.32	40.15
110030251	Tube PEHD Ø 25 PN 10 EP 2.0 mm	ml	43.78	51.23
110030321	Tube PEHD Ø 32 PN 10 EP 2.0 mm	ml	55.10	64.47
110070401	Tube PEHD Ø 40 PN 10 EP 2.4 mm	ml	83.50	97.69
110070501	Tube PEHD Ø 50 PN 10 EP 3.0 mm	ml	128.66	150.53
110070631	Tube PEHD Ø 63 PN 10 EP 3.8 mm	ml	203.8	238.48
110070751	Tube PEHD Ø 75 PN 10 EP 4.5 mm	ml	289.41	338.61
110070901	Tube PEHD Ø 90 PN 10 EP 5.4 mm	ml	381.88	446.80
110071101	Tube PEHD Ø 110 PN 10 EP 6.6 mm	ml	568.93	665.64
110071251	Tube PEHD Ø 125 PN 10 EP 7.4 mm	ml	721.36	843.99
110071601	Tube PEHD Ø 160 PN 10 EP 9.5 mm	ml	1181.58	1382.45
110072001	Tube PEHD Ø 200 PN 10 EP 11.9 mm	ml	1848.65	2162.92
110072501	Tube PEHD Ø 250 PN 10 EP 14.8 mm	ml	2869.93	3357.81
110073151	Tube PEHD Ø 315 PN 10 EP 18.7 mm	ml	4322.93	5057.83
110074001	Tube PEHD Ø 400 PN 10 EP 23.7 mm	ml	6936.23	8115.39
110075001	Tube PEHD Ø 500 PN 10 EP 29.7 mm	ml	10783.03	12616.15
110076301	Tube PEHD Ø 630 PN 10 EP 37.4 mm	ml	17077.20	19980.32

Source : Service commercial CHIALI

### Annexe 4: Liste des prix des tuyaux PEHD PN16.

Code	Désignation Article	Unité	Prix HT	Prix TTC
11 004 0201	Tube PEHD Ø 20 PN 16 EP 2.3 mm	ml	29.61	35.24
11 004 0251	Tube PEHD Ø 25 PN 16 EP 3.0 mm	ml	48.03	57.16
11 004 0321	Tube PEHD Ø 32 PN 16 EP 3.6 mm	ml	75.47	89.81
110040401	Tube PEHD Ø 40 PN 16 EP 4.5 mm	ml	116.64	138.80
110040501	Tube PEHD Ø 50 PN 16 EP 5.6 mm	ml	180.68	215.01
11 0040631	Tube PEHD Ø 63 PN 16 EP 7.1 mm	ml	288.17	342.92
110040751	Tube PEHD Ø 75 PN 16 EP 8.4 mm	ml	404.81	481.72
11 0080901	Tube PEHD Ø 90 PN 16 EP 8.2 mm	ml	488.62	581.46
110081101	Tube PEHD Ø 110 PN 16 EP 10.0 mm	ml	721.62	858.73
11 0081251	Tube PEHD Ø 125 PN 16 EP 11.4 mm	ml	934.26	1111.77
11008 1601	Tube PEHD Ø 160 PN 16 EP 14.6 mm	ml	1526.93	1817.05
11 0082001	Tube PEHD Ø 200 PN 16 EP 18.2 mm	ml	2397.85	2853.44
110082501	Tube PEHD Ø 250 PN 16 EP 22.7 mm	ml	3709.88	4414.76
11 0083151	Tube PEHD Ø 315 PN 16 EP 28.6 mm	ml	5881.51	6997.00
110084001	Tube PEHD Ø 400 PN 16 EP 36.3 mm	ml	9500.91	11306.08
11 0085001	Tube PEHD Ø 500 PN 16 EP 45.4 mm	ml	14816.89	17632.10
110086301	Tube PEHD Ø 630 PN 16 EP 57.2 mm	ml	22513.76	26791.37

(Source : service commercial CHIALI)

## Annexes

### Annexe 5: Liste des prix des tuyaux PEHD PN20.

Code	Désignation Article	Unité	Prix HT	Prix TTC
11 009 0201	Tube PEHD Ø 20 PN 20 EP 3.0 mm	ml	38.00	45.22
11 009 0251	Tube PEHD Ø 25 PN 20 EP 3.5 mm	ml	60.57	72.08
11 009 0321	Tube PEHD Ø 32 PN 20 EP 4.4 mm	ml	93.71	111.51
110090401	Tube PEHD Ø 40 PN 20 EP 5.5 mm	ml	146.28	174.07
11 0090501	Tube PEHD Ø 50 PN 20 EP 6.9 mm	ml	226.56	269.61
110090631	Tube PEHD Ø 63 PN 20 EP 8.6 mm	ml	361.70	430.42
110090751	Tube PEHD Ø 75 PN 20 EP 10.3 mm	ml	508.54	605.16
11 0090901	Tube PEHD Ø 90 PN 20 EP 10.1 mm	ml	678.64	807.58
110091101	Tube PEHD Ø 110 PN 20 EP 12.3 mm	ml	1004.91	1195.84
11 0091251	Tube PEHD Ø 125 PN 20 EP 14.0 mm	ml	1273.74	1515.75
110091601	Tube PEHD Ø 160 PN 20 EP 17.9 mm	ml	2071.43	2465.00
11 0092001	Tube PEHD Ø 200 PN 20 EP 22.4 mm	ml	3242.24	3858.27
110092501	Tube PEHD Ø 250 PN 20 EP 27.9 mm	ml	5043.49	6001.75
11 0093151	Tube PEHD Ø 315 PN 20 EP 35.2 mm	ml	7705.89	9170.01
110094001	Tube PEHD Ø 400 PN 20 EP 44.7 mm	ml	12418.48	14777.99
11 0095001	Tube PEHD Ø 500 PN 20 EP 55.8 mm	ml	19337.24	23011.32
110096301	Tube PEHD Ø 630 PN 20 EP 70.8 mm	ml	30722.26	36559.49

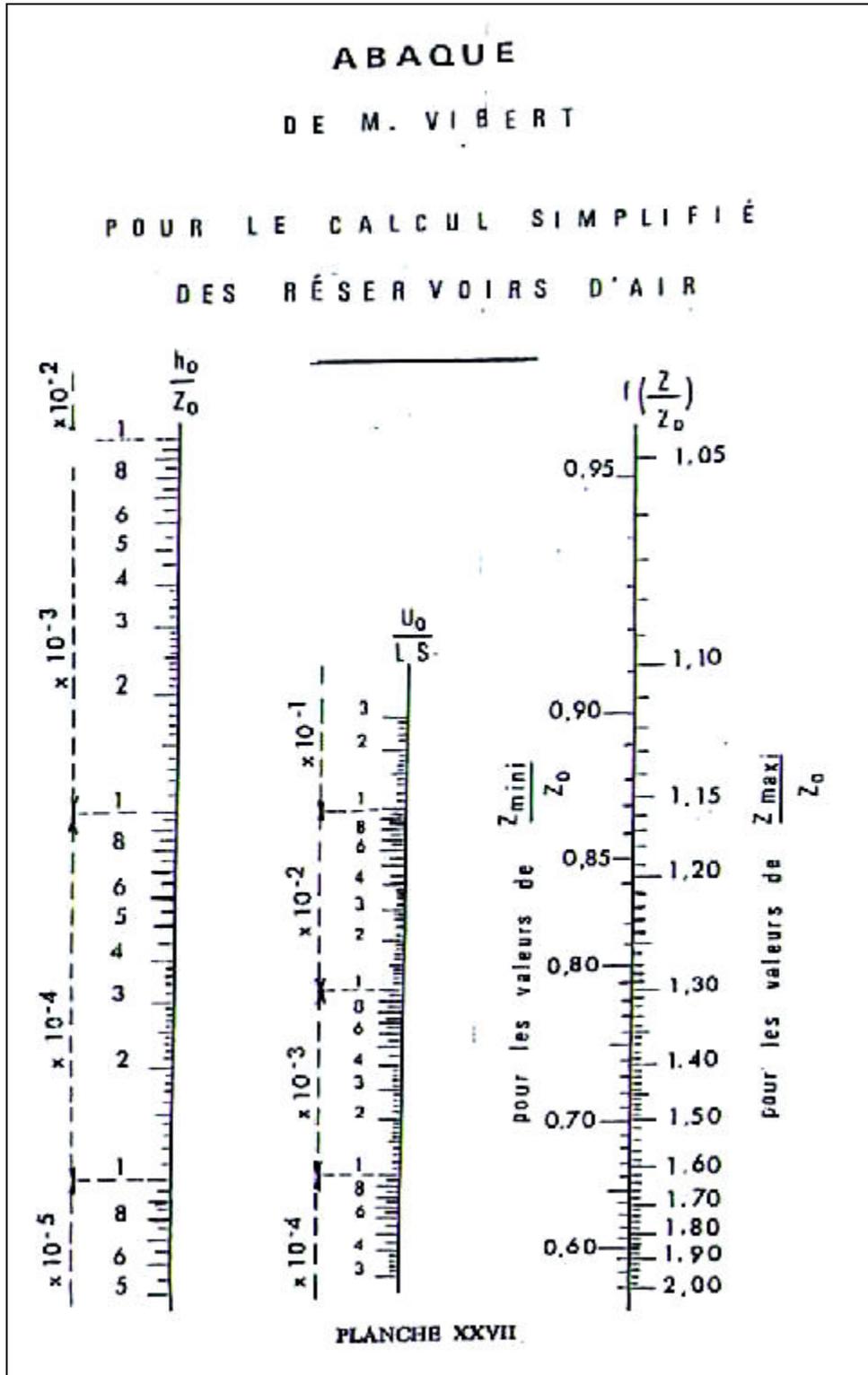
(Source : service commercial CHIALI)

### Annexe 6: Liste des prix des tuyaux en fonte ductile.

Code	Désignation article	Unité	Prix d'un ml (DZD)
Mt37tfd010aa	Tube en fonte ductile Ø 60	ml	2 255,78
Mt37tfd010ba	Tube en fonte ductile Ø 80	ml	2 675,98
Mt37tfd010ca	Tube en fonte ductile Ø 100	ml	3 290,06
Mt37tfd010da	Tube en fonte ductile Ø 125	ml	4 021,47
Mt37tfd010ea	Tube en fonte ductile Ø 150	ml	4 658,50
Mt37tfd010fa	Tube en fonte ductile Ø 200	ml	6 360,18
Mt37tfd010ga	Tube en fonte ductile Ø 250	ml	8 080,31
Mt37tfd010ha	Tube en fonte ductile Ø 300	ml	10 552,90
Mt37tfd010ia	Tube en fonte ductile Ø 350	ml	13 534,75
Mt37tfd010ja	Tube en fonte ductile Ø 400	ml	15 937,51
Mt37tfd010ka	Tube en fonte ductile Ø 450	ml	18 684,54
Mt37tfd010la	Tube en fonte ductile Ø 500	ml	21 430,00
Mt37tfd010ma	Tube en fonte ductile Ø 600	ml	28 694,04

(Source Générateur de Prix. Espaces urbains. Algérie)

# Annexes



Annexe 7: Abaque de Vibert.

## Annexes

**Annexe 8:** Valeurs des poussées sur les différentes pièces spéciales pour une pression de 1 bar.

DN	Poussée F en daN				
	Té et plaques pleines	Coude 1/4	Coude 1/8	Coude 1/16	Coude 1/32
60	47	66	26	18	9
65	53	75	40	21	10
80	75	107	58	29	15
100	109	155	84	43	21
125	163	230	125	63	32
150	227	321	174	89	44
200	387	547	296	151	76
250	590	834	451	230	116
300	835	1180	639	326	164
350	1122	-	859	438	220
400	1445	-	1106	564	283
450	1809	-	1385	706	355
500	2223	-	1701	867	436
600	2167	-	2324	1236	621
700	4278	-	3274	1669	839
800	5568	-	4262	2173	1092
900	7014	-	5368	2737	1375
1000	8626	-	6602	3366	1691
1100	10405	-	7964	4060	2040
1200	12370	-	9468	4827	2425
1400	16787	-	12848	6550	3291
1500	19236	-	14723	7506	3771
1600	21851	-	16724	8526	4284
1800	27612	-	21133	10773	5413

(Source : Office International de l'Eau)

## Annexes

**Annexe 9:** Longueur à verrouiller pour une pression de 10 bars.

DN	Coude 1/4			Coude 1/8			Coude 1/16			Coude 1/32			Plaque pleine		
	1 m	1.5 m	2 m	1 m	1.5 m	2 m	1 m	1.5 m	2 m	1 m	1.5 m	2 m	1 m	1.5 m	2 m
80	4,5	3,1	2,3	2,8	1,9	1,5	1,6	1,1	0,8	0,8	0,6	0,5	5,7	3,9	3
100	5,4	3,7	2,8	3,4	2,3	1,8	1,9	1,3	1	1	0,7	0,5	6,9	4,7	3,6
125	6,6	4,5	3,4	4,1	2,8	2,1	2,3	1,6	1,2	1,2	0,8	0,6	8,4	5,7	4,4
150	7,7	5,3	4	4,8	3,3	2,5	2,7	1,8	1,4	1,4	1	0,7	9,8	6,7	5,1
200	9,9	6,8	5,2	6,1	4,2	3,2	3,4	2,4	1,8	1,8	1,3	1	12,6	8,7	6,6
250	10	8,3	6,4	7,5	5,3	4	4,2	2,9	2,2	2,2	1,5	1,2	15,3	10,6	8,1
300	14,1	9,8	7,5	8,7	6,1	4,7	4,9	3,4	2,6	2,6	1,8	1,4	17,9	12,5	9,6
350	16	11,2	8,6	9,9	7	5,4	5,6	3,9	3	2,9	2,1	1,6	20,3	14,3	11
400	17,9	12,6	9,7	11,1	7,8	6	6,2	4,4	3,4	3,3	2,3	1,8	22,8	16	12,4
450	19,7	14	10,8	12,3	8,7	6,7	6,9	4,9	3,8	3,6	2,6	2	25,1	17,8	13,8
500	21,5	15,3	11,9	13,4	9,5	7,4	7,5	5,3	4,1	4	2,8	2,2	27,4	19,5	15,1
600	25	17,9	14	15,5	11,1	8,7	8,7	6,3	4,9	4,6	3,3	2,6	31,8	22,8	17,8
700	28,2	20,4	16	17,5	12,7	9,9	9,8	7,1	5,6	5,2	3,8	2,9	35,8	25,9	20,3
800	31,2	22,8	17,9	19,4	14,1	11,1	10,9	7,9	6,2	5,8	4,2	3,3	39,8	29	22,8
900	34,1	25	19,8	21,2	15,6	12,3	11,9	8,7	6,9	6,3	4,6	3,7	43,4	31,9	25,2
1000	36,9	27,2	21,6	22,9	16,9	13,4	12,8	9,5	7,5	6,8	5	4	46,9	34,7	27,5
1100	39,4	29,4	23,4	24,5	18,2	14,5	13,7	10,2	8,1	7,3	5,4	4,3	50,2	37,4	29,8
1200	41,9	31,4	25,1	26	19,5	15,6	14,6	10,9	8,7	7,7	5,8	4,6	53,4	30	32
1400	46,2	35,1	28,3	28,7	21,8	17,6	16,1	12,2	9,8	8,5	6,5	5,2	58,9	44,7	36
1500	48,4	36,9	29,9	30	22,9	18,6	16,8	12,9	10,4	8,9	6,8	5,5	61,6	47	38
1600	50,4	38,7	31,4	31,3	24	19,5	17,5	13,5	10,9	9,3	7,1	5,8	64,2	49,3	40

(Source : Office International de l'Eau)

## Annexes

### Annexe 10: Dimensionnement des butées Type 1.

Terrain de bonne tenue mécanique						
DN	Pression d'essai	Coude 1/32 l*h/V	Coude 1/16 l*h/V	Coude 1/8 l*h/V	Coude 1/4 l*h/V	Plaque pleine et té l*h/V
	bar	m*m/m <sup>3</sup>	m*m/m <sup>3</sup>	m*m/m <sup>3</sup>	m*m/m <sup>3</sup>	m*m/m <sup>3</sup>
80	10	0,10 x 0,18/0,01	0,17 x 0,18/0,02	0,21 x 0,28/0,04	0,38 x 0,28/0,06	0,28 x 0,28/0,05
	16	0,13 x 0,18/0,01	0,18 x 0,28/0,03	0,33 x 0,28/0,05	0,59 x 0,28/0,11	0,43 x 0,28/0,07
	25	0,14 x 0,28/0,02	0,27 x 0,28/0,05	0,51 x 0,28/0,09	0,87 x 0,28/0,24	0,64 x 0,28/0,13
100	10	0,11 x 0,20/0,01	0,21 x 0,20/0,02	0,29 x 0,30/0,06	0,51 x 0,30/0,10	0,37 x 0,30/0,07
	16	0,17 x 0,20/0,02	0,24 x 0,30/0,04	0,45 x 0,30/0,08	0,77 x 0,03/0,20	0,57 x 0,30/0,11
	25	0,19 x 0,30/0,03	0,36 x 0,30/0,06	0,67 X 0,30/0,15	1,14 x 0,30/0,43	0,85 x 0,30/0,24
125	10	0,14 x 0,22/0,02	0,20 x 0,32/0,04	0,38 x 0,32/0,08	0,67 x 0,32/0,17	0,49 x 0,32/0,11
	16	0,23 x 0,22/0,03	0,32 x 0,32/0,07	0,59 x 0,32/0,14	1,01 x 0,32/0,37	0,75 x 0,32/0,20
	25	0,25 x 0,32/0,05	0,48 x 0,32/0,11	0,87 x 0,32/0,28	1,21 x 0,42/0,69	1,10 x 0,32/0,44
150	10	0,18 x 0,25/0,03	0,26 x 0,35/0,06	0,48 x 0,35/0,12	0,83 x 0,35/0,27	0,61 x 0,35/0,16
	16	0,28 x 0,25/0,04	0,40 x 0,35/0,09	0,73 x 0,35/0,21	1,04 x 0,45/0,54	0,93 x 0,35/0,34
	25	0,32 x 0,35/0,08	0,60 x 0,35/0,16	1,08 x 0,35/0,46	1,50 x 0,45/1,12	1,13 x 0,45/0,63
200	10	0,24 x 0,30/0,05	0,37 x 0,40/0,12	0,68 x 0,40/0,24	0,98 x 0,50/0,54	0,86 x 0,40/0,33
	16	0,30 x 0,40/0,09	0,56 x 0,40/0,19	0,87 x 0,50/0,42	1,46 x 0,50/1,17	1,09 x 0,50/0,66
	25	0,45 x 0,40/0,14	0,84 x 0,40/0,32	1,27 x 0,50/0,89	1,84 x 0,60/2,24	1,58 x 0,50/1,37
250	10	0,31 x 0,35/0,08	0,48 x 0,45/0,20	0,75 x 0,55/0,35	1,28 x 0,55/0,99	0,95 x 0,55/0,55
	16	0,39 x 0,45/0,16	0,73 x 0,45/0,32	1,13 x 0,55/0,78	1,67 x 0,65/2,00	1,41 x 0,55/1,21
	25	0,59 x 0,45/0,24	0,93 x 0,55/0,53	1,63 x 0,55/1,61	2,36 x 0,65/3,98	1,81 x 0,65/2,34
300	10	0,37 x 0,40/0,12	0,59 x 0,50/0,28	0,93 x 0,60/0,58	1,41 x 0,70/1,53	1,17 x 0,60/0,91
	16	0,48 x 0,50/0,24	0,78 x 0,60/0,41	1,39 x 0,60/1,27	2,04 x 0,70/3,22	1,56 x 0,70/1,87
	25	0,63 x 0,60/0,27	1,15 x 0,60/0,87	1,79 x 0,70/2,48	2,64 x 0,80/6,14	2,04 x 0,80/3,65
350	10	0,43 x 0,45/0,18	0,61 x 0,65/0,27	1,11 x 0,65/0,88	-	1,26 x 0,75/1,31
	16	0,57 x 0,55/0,35	0,93 x 0,65/0,62	1,49 x 0,75/1,83	-	1,84 x 0,75/2,80
	25	0,75 x 0,65/0,41	1,23 x 0,75/1,26	1,96 x 0,85/3,61	-	2,26 x 0,95/5,34
400	10	0,49 x 0,50/0,25	0,71 x 0,70/0,39	1,17 x 0,80/1,20	-	1,46 x 0,80/1,87
	16	0,65 x 0,60/0,49	1,07 x 0,70/0,89	1,60 x 0,90/2,54	-	1,97 x 0,90/3,86
	25	0,87 x 0,70/0,59	1,43 x 0,80/1,80	2,13 x 1,00/5,02	-	2,48 x 1,10/7,44

(Source : Office International de l'Eau)

## Annexes

### Annexe 11: Dimensionnement des butées Type 2.

Terrain de tenue mécanique moyenne						
DN	Pression d'essai	Coude 1/32	Coude 1/16	Coude 1/8	Coude 1/4	Plaque pleine et té
		l*h/V	l*h/V	l*h/V	l*h/V	l*h/V
	bar	m*m/m <sup>3</sup>				
80	10	0,13 x 0,18/0,01	0,17 x 0,28/0,02	0,32 x 0,28/0,04	0,56 x 0,28/0,10	0,41 x 0,28/0,06
	16	0,14 x 0,28/0,02	0,26 x 0,28/0,04	0,49 x 0,28/0,08	0,85 x 0,28/0,23	0,63 x 0,28/0,13
	25	0,21 x 0,28/0,03	0,40 x 0,28/0,05	0,74 x 0,28/0,17	1,24 x 0,28/0,48	0,93 x 0,28/0,27
100	10	0,17 x 0,20/0,02	0,23 x 0,30/0,04	0,43 x 0,30/0,07	0,74 x 0,30/0,19	0,54 x 0,30/0,10
	16	0,18 x 0,30/0,03	0,35 x 0,30/0,05	0,65 x 0,30/0,15	1,11 x 0,30/0,41	0,83 x 0,30/0,23
	25	0,28 x 0,30/0,05	0,53 x 0,30/0,10	0,96 X 0,30/0,31	1,30 x 0,40/0,75	1,21 x 0,30/0,48
125	10	0,22 x 0,22/0,03	0,30 x 0,32/0,06	0,56 x 0,32/0,12	0,97 x 0,32/0,34	0,72 x 0,32/0,19
	16	0,25 x 0,32/0,04	0,47 x 0,32/0,08	0,85 x 0,32/0,27	1,18 x 0,42/0,65	1,07 x 0,32/0,42
	25	0,37 x 0,32/0,06	0,70 x 0,32/0,18	1,25 x 0,32/0,56	1,69 x 0,42/1,33	1,28 x 0,42/0,77
150	10	0,26 x 0,25/0,04	0,38 x 0,35/0,08	0,70 x 0,35/0,19	0,99 x 0,45/0,49	0,89 x 0,35/0,31
	16	0,31 x 0,35/0,06	0,59 x 0,35/0,14	1,06 x 0,35/0,43	1,46 x 0,45/1,06	1,10 x 0,45/0,60
	25	0,47 x 0,35/0,10	0,87 x 0,35/0,30	1,27 x 0,45/0,81	2,28 x 0,45/2,12	1,58 x 0,45/1,24
200	10	0,29 x 0,40/0,07	0,54 x 0,40/0,14	0,83 x 0,50/0,38	1,39 x 0,50/1,07	1,05 x 0,50/0,61
	16	0,44 x 0,40/0,12	0,82 x 0,40/0,30	1,24 x 0,50/0,85	1,79 x 0,60/2,12	1,54 x 0,50/1,30
	25	0,66 x 0,40/0,20	1,02 x 0,50/0,58	1,77 x 0,50/1,73	2,51 x 0,60/4,15	1,93 x 0,60/2,47
250	10	0,37 x 0,45/0,12	0,70 x 0,45/0,25	1,08 x 0,55/0,71	1,60 x 0,65/1,83	1,35 x 0,55/1,11
	16	0,57 x 0,45/0,19	0,91 x 0,55/0,50	1,42 x 0,65/1,45	2,10 x 0,75/3,36	1,76 x 0,65/2,22
	25	0,74 x 0,55/0,33	1,32 x 0,55/1,06	2,02 x 0,65/2,92	2,72 x 0,85/6,91	2,27 x 0,75/4,24
300	10	0,46 x 0,50/0,19	0,75 x 0,60/0,37	1,32 x 0,60/1,16	1,95 x 0,70/2,94	1,49 x 0,70/1,71
	16	0,61 x 0,60/0,25	1,12 x 0,60/0,83	1,75 x 0,70/2,36	2,40 x 0,90/5,71	1,98 x 0,80/3,46
	25	0,91 x 0,65/0,55	1,46 x 0,70/1,64	2,27 x 0,80/4,53	3,12 x 1,00/10,73	2,58 x 0,90/6,61
350	10	0,54 x 0,55/0,27	0,89 x 0,65/0,57	1,42 x 0,75/1,67	-	1,76 x 0,75/2,56
	16	0,73 x 0,65/0,39	1,20 x 0,75/1,20	1,91 x 0,85/3,42	-	2,20 x 0,95/5,05
	25	1,08 x 0,65/0,84	1,73 x 0,75/2,46	2,51 x 0,95/6,58	-	2,88 x 1,05/9,61
400	10	0,62 x 0,60/0,38	0,94 x 0,80/0,78	1,53 x 0,90/2,32	-	1,89 x 0,90/3,53
	16	0,85 x 0,70/0,56	1,39 x 0,80/1,71	2,08 x 1,00/4,75	-	2,21 x 1,10/7,03
	25	1,14 x 0,80/1,15	1,85 x 0,90/3,39	2,63 x 1,20/9,12	-	2,96 x 1,40/13,49

(Source : Office International de l'Eau)

## Annexes

**Annexe 12:** Dimensions standards de différentes composantes des stations de pompage.

N° Variante	Long .L <sub>sp</sub> ; m	Larg .l <sub>sp</sub> ; m	Portée Entre axe Poteaux ;m	Fouille L <sub>f</sub> xl <sub>f</sub> xh <sub>f</sub> m x m x m	Semelle L <sub>s</sub> xl <sub>s</sub> xh <sub>s</sub> m x m x m	Demi- Poteau a <sub>dp</sub> x b <sub>dp</sub> x h <sub>dp</sub> cm x cm x cm	Longrine =Ceinture a <sub>l,c</sub> x h <sub>l,c</sub> cm x cm	Dalles; D <sub>inf</sub> =D <sub>sup</sub> . E <sub>di</sub> =E <sub>ds</sub> ;cm	Poteaux a <sub>p</sub> x b <sub>p</sub> x h <sub>p</sub> cm x cm x cm
01	25	20	5	3x3x3	2x2x0.6	40x40x240	40x60	10	40x40x400
02	20	15	5	3x3x2	2x2x0.6	40x40x140	40x60	10	40x40x400
03	15	10	5	2x2x2	2x2x0.6	40x40x140	40x60	10	40x40x400
04	10	05	5	1x1x1	1x1x0.4	30x30x60	30x40	07	30x30x400
05	28	24	4	3x3x3	2x2x0.6	40x40x240	40x60	10	40x40x300
06	24	20	4	3x3x2	2x2x0.6	40x40x140	40x60	10	40x40x300
07	20	16	4	2x2x2	2x2x0.6	40x40x140	40x60	10	40x40x300
08	16	12	4	2x2x2	2x2x0.6	40x40x140	40x60	07	40x40x300
09	12	08	4	2x2x1	2x2x0.4	30x30x60	30x40	07	30x30x300
10	08	08	4	1x1x1	1x1x0.4	30x30x60	30x40	05	30x30x300
11	27	24	3	3x3x3	2x2x0.6	40x40x240	40x60	12	40x40x300
12	24	21	3	3x3x3	2x2x0.6	40x40x240	40x60	12	40x40x300
13	21	18	3	3x3x2	2x2x0.6	40x40x140	40x60	10	40x40x300
14	18	15	3	3x2x2	2x1x0.4	40x30x160	40x60	10	40x30x300
15	15	12	3	2x2x2	2x2x0.4	40x40x160	40x60	07	40x40x300

(Source : Extrait du cours d'organisation de chantier)