

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude de l'approvisionnement en eau potable de la ville de Biskra à partir du barrage Koudiat Medouar (w.Batna.

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0019-21

APA Citation (APA توثيق):

Mokrane, Nesrine (2021). Etude de l'approvisionnement en eau potable de la ville de Biskra à partir du barrage Koudiat Medouar (w.Batna[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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: CONCEPTION DES SYSTEMES D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME :

**ETUDE DE L'APPROVISIONNEMENT EN EAU POTABLE
DE LA VILLE DE BISKRA A PARTIR DU BARRAGE
KOUDIAT MEDOUAR (W.BATNA)**

Présenté par :

MOKRANE Nesrine

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms

Grade

Qualité

SALAH Boualem

Professeur

Président

KAHLERRAS Malika

M.C.B

Examinatrice

BENCHIHEB Nedjoua

M.C.B

Examinatrice

MOKRANE Wahiba

M.A.A

Promotrice

Session Décembre 2021

Remerciements

Je tiens d'abord à remercier le bon dieu qui m'a donné le courage et la patience pour achever ce travail.

J'adresse mes vifs remerciements aux nombreuses personnes qui ont contribué à la réalisation de ce mémoire.

Je remercie en particulier :

-Ma promotrice, Mme Mokrane Wahiba pour son suivi, son encadrement, ses précieux conseils et sa disponibilité tout au long de ma réalisation de ce travail.

-Les membres du jury qui me feront l'honneur d'examiner et d'évaluer mon travail.

-L'équipe de l'ANBT Mr Ourari et Mr Tsouri pour leur accueil chaleureux, leur attention et leur aide

-Tous mes enseignants qui ont contribué à ma formation le long de mes années d'études

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

-A mes chers parents Leila et Belkacem, pour tous leurs efforts fournis

*-A mes chères sœurs Amel et Yasmine qui m'ont toujours encouragé
et cru en moi*

*-A mes amies Rokaia et Yasmine avec lesquelles j'ai partagé ce
chemin*

-A ma famille et à tous mes amis

-A ma promotion 2020/2021 de l'ENSH

الملخص :

يتم تزويد مدينة بسكرة بمياه الشرب من المسطحات المائية الجوفية. هذه الموارد مستغلة بشكل مفرط حالياً، بالإضافة إلى ذلك، من حيث الجودة، فإن المياه التي تخدم مدينة بسكرة لديها مستوى ملوحة مرتفع يتجاوز في المتوسط توصيات منظمة الصحة العالمية.

وفي هذا السياق، يعد مشروع توفير مياه الشرب لمدينة بسكرة من سد كوديات مدوار جزءاً من تغطية احتياجات مياه الشرب المستقبلية لهذه المدينة.

ويشمل المشروع عرض منطقة الدراسة وتقدير احتياجات مياه الشرب لها. من أجل توصيل هذه الكميات من المياه إلى الموقع المطلوب، سيتم معالجة جميع عناصر النقل، بما في ذلك الأبعاد التقنية والاقتصادية لإمدادات المياه، ودراسة محطات الضخ، والتخزين بواسطة خزانات المياه.

الكلمات المفتاحية : التزويد بمياه الشرب ؛ نقل ؛ خزان ؛ محطة الضخ

Résumé :

La ville de Biskra est alimentée en eau potable à partir des nappes d'eau souterraines. Ces ressources sont actuellement surexploitées, en plus, sur le plan qualité, l'eau qui dessert la ville de Biskra présente un fort taux de salinité qui dépasse en moyenne les recommandations de l'OMS.

C'est dans ce cadre que s'inscrit le projet d'alimentation en eau potable de la ville de Biskra à partir du barrage Koudiat Medouar pour couvrir les besoins futurs en eau potable de cette ville.

Le projet comprend la présentation de la zone d'étude et l'estimation de ses besoins en eau potable. Afin d'acheminer ces quantités d'eau vers l'endroit requis, tous les éléments du transfert seront abordés, y compris le dimensionnement technico-économique de l'adduction, l'étude des stations de pompage, et du stockage par les réservoirs.

Mots-clés : Alimentation en eau potable ; Adduction ; Réservoir ; Station de pompage.

Abstract:

The city of Biskra is supplied with drinking water from groundwater. These resources are currently overexploited, in addition, in terms of quality; the water that serves the city of Biskra has a high rate of salinity that exceeds on average the recommendations of the WHO.

It is within this framework that the project of drinking water supply of the city of Biskra from the dam koudiat Medouar to cover the future needs in drinking water of this city.

The project includes the presentation of the study area and the estimation of its drinking water needs. In order to bring these quantities of water to the required location, all the elements of the transfer will be addressed, including the technical-economic sizing of the conveyance, the study of the pumping stations, and the storage by the reservoirs.

Keywords: Drinking water supply; Conveyance; Reservoir; Pumping station.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction :	1
I.1. Situation géographique :	1
I.2. Analyse démographique et urbaine :	2
I.3. Climatologie :	4
I.3.1. Pluviométrie :	4
I.3.2. Température :	4
I.3.3. Vent :	4
I.4. Morphologie et relief :	5
I.4.1. Les montagnes :	5
I.4.2. Les plateaux :	5
I.4.3. Les plaines :	5
I.4.4. Les dépressions :	5
I.5. Géologie :	6
I.6. Hydrogéologie :	6
I.7. Réseaux hydrographiques :	8
I.8. Sismicité :	8
I.9. Situation hydraulique :	8
I.9.1. Ressources en eau actuelles :	8
I.9.2. Système d'adduction et de stockage	11
I.10. Barrage Koudiat Medouar :	14
I.10.1. Fiche technique du barrage :	14
I.10.2. Système d'alimentation du barrage :	14
I.11. Station de traitement d'eau potable :	17
I.11.1. Site de la station :	17
I.11.2. Conception générale :	17
I.11.3. Qualité de l'eau brute à traiter :	18
Conclusion :	20

Chapitre II : Quantification de la demande en eau potable

Introduction :	22
II.1. Evaluation de la population :	22
II.2. Estimation des besoins en eau :	23
II.2.1. Besoins domestiques :	23
II.2.2. Besoins d'équipements :	23
II.2.3. Bilan des besoins moyens en eau :	24
II.3. Coefficient d'irrégularité journalière maximal :	24
II.3.1. Débit maximal journalier :	24
II.4. Coefficient d'irrégularité journalière minimal:	24
II.4.1. Débit minimal journalier :	25
II.5. Débit moyen horaire :	25
II.5.1. Débit maximal horaire :	25
II.5.2. Débit minimal horaire :	26
II.6. Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants :	27
Conclusion :	29

Chapitre III: Etude d'adduction

Introduction :	31
III.1. Type d'adduction :	31
III.1.1. Adduction gravitaire :	31
III.1.2. Adduction par refoulement :	31
III.1.3. Adduction mixte :	31
III.2. Adduction et type d'écoulement :	31
III.2.1. Ecoulement à surface libre :	31
III.2.2. Ecoulement en charge :	31
III.3. Choix du tracé :	32
III.4. Choix du matériau de la conduite :	33
III.5. Calcul hydraulique :	35
III.5.1. Cas gravitaire :	35
III.5.2. Cas de refoulement :	36
III.6. Dimensionnement de l'adduction :	38
III.6.1. Dimensionnement de l'adduction par refoulement :	38
III.6.2. Dimensionnement de l'adduction gravitaire :	44

Conclusion :	47
Chapitre IV : Etude du stockage	
Introduction :	49
IV.1. Définition d'un réservoir :	49
IV.2. Fonctions des réservoirs :	49
IV.2.1. Fonctions techniques :	49
IV.2.2. Fonctions économiques :	49
IV.3. Classification des réservoirs :	49
IV.4. Emplacement des réservoirs :	50
IV.5. Equipements des réservoirs :	50
IV.5.1. Conduite d'arrivée :	50
IV.5.2. Conduite de départ :	50
IV.5.3. Conduite du trop-plein :	50
IV.5.4. Conduite de vidange :	51
IV.5.5. Conduite By-pass:	51
IV.5.6. Matérialisation de la réserve d'incendie :	51
IV.6. Hygiène et sécurité :	51
IV.7. Capacité de stockage :	51
IV.8. Principe de calcul:	51
IV.8.1. Cas d'une adduction par refoulement :	51
IV.8.2. Cas d'une adduction gravitaire :	53
IV.9. Dimensionnement des réservoirs :	53
IV.9.1. Dimensionnement de la bache de reprise de la station de pompage (SP2) :	53
IV.9.2. Dimensionnement du réservoir tampon :	54
IV.9.3. Dimensionnement du réservoir terminal de Biskra :	55
IV.9.4. Forme et dimensions des réservoirs :	55
IV.9.5. Ferrailage de la coupole.	56
Conclusion :	58

Chapitre V : Etude du pompage

Introduction :	60
V.1. Définition :	60
V.2. Différents types de pompes :	60

V.3. Critères de l'emplacement de la station de pompage :.....	60
V.4. Choix du type de pompe :	61
V.5. Choix du nombre de pompes :	61
V.6. Les mode de couplage des pompes :	61
V.6.1. Couplage en série :	61
V.6.2. Couplage en parallèle :	61
V.7. Equipements hydrauliques de la station de pompage :.....	62
V.8. Point de fonctionnement des pompes :	62
V.9. Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données :	63
V.10. Etude de pompage :	64
V.10.1. La station de pompage SP1:	64
V.10.2. La station de pompage SP2:	77
Conclusion :.....	81
Chapitre VI : Pose et protection des canalisations	
Introduction :	83
VI.1. Pose de canalisation :	83
VI.1.1. Principe de pose de canalisations :	83
VI.1.2. Différents types de pose des conduites :	83
VI.1.3. Butées et amarrage :	86
VI.1.4. Accessoires et équipements hydrauliques :	87
VI.2. Protection des canalisations :	90
VI.2.1. Protection des conduites contre le coup de bélier :	90
VI.3. Action de l'eau sur les matériaux :	101
VI.3.1. L'Entartrage :	101
VI.3.2. La Corrosion :	101
Conclusion :.....	102
Chapitre VII: Organisation de chantier et devis estimatif du projet	
Introduction :	104
VII.1. Travaux à entreprendre:	104
VII.1.1. Travaux concernant les stations de pompage :	104
VII.1.2. Travaux concernant l'adduction :	105
VII.1.3. Travaux concernant les réservoirs :	106
VII.2. Calcul des volumes des travaux :.....	106
VII.2.1. Calcul des volumes des travaux des stations de pompage :	106

VII.2.2. Calcul des volumes des travaux de l'adduction :	110
VII.2.3. Calcul des volumes des travaux des réservoirs :	112
VII.3. Calcul des coûts des travaux :	117
VII.4. Planification des travaux :	119
VII.4.1. Définition des tâches et leurs durées :	119
VII.4.2. Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM) :	122
VII.5. Les Engins :	122
VII.5.1. Pelle hydraulique :	122
VII.5.2. Bulldozer :	122
VII.5.3. Chargeur:	122
VII.5.4. Compacteur (vibrateur de sol):	122
Conclusion :.....	122

CONCLUSION GENERALE

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I.1 : Population et taux d'accroissement entre 1977 et 2008 dans la commune de Biskra.	3
Tableau I.2 : Précipitations moyennes mensuelles (mm) de la région de Biskra durant la période (1992-2012).....	4
Tableau I.3 : Températures moyennes mensuelles de la région de Biskra durant la période (1992-2012).....	4
Tableau I.4 : Vitesses moyennes des vents de la région de Biskra durant la période (1992-2012).	5
Tableau I.5 : Ressources hydrauliques de la wilaya de Biskra (hm ²).	8
Tableau I.6 : Débit d'exploitation actuel des forages.....	9
Tableau I.7 : Minéralisation des eaux des forages.	10
Tableau I.8 : Système d'adduction et de stockage de l'eau potable dans la ville de Biskra. ...	12
Tableau I.9 : Résultats des analyses d'eau réalisées sur les eaux de Béni Haroun et de Koudiat Medouar	19

Chapitre II : Quantification de la demande en eau potable

Tableau II.1: Evolution de la population de la zone d'étude pour différents horizons	22
Tableau II.2 : Estimation des besoins moyens domestiques de la ville de Biskra.	23
Tableau II.3 : Coefficients de majoration des équipements.....	24
Tableau II.4 : Estimation des débits moyens des équipements	24
Tableau II.5 : Tableau récapitulatif de la consommation moyenne journalière totale.	24
Tableau II.6 : Evaluation du débit maximal journalier	25
Tableau II.7 : Evaluation du débit minimal journalier	25
Tableau II.8 : Variation de β_{\max} en fonction du nombre d'habitants.	26
Tableau II.9 : Variation de β_{\min} en fonction du nombre d'habitants	26
Tableau II.10 : Calcul des débits max horaires.....	27
Tableau II.11 : Calcul des débits min horaires.....	27
Tableau II.12: Variation des débits horaires de la ville de Biskra.....	28
Tableau II.13 : Tableau du déficit à combler à l'an 2051.	28

Chapitre III: Etude d'adduction

Tableau III.1: Coefficient K' , m et β pour différents type du tuyau.	35
Tableau III.2 : Variation journalière des tarifs de l'énergie.	38
Tableau III.3 : Calcul de la HMT pour le tronçon 1 : SP1-Bâche de reprise	39
Tableau III.4 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon 1 :SP1-Bâche de reprise.	39
Tableau III.5 : Calcul des frais d'investissement du tronçon 1 :SP1-Bâche de reprise.	40
Tableau III.6 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement du tronçon 1 : SP1-Bâche de reprise	40
Tableau III.7 : Calcul de la HMT pour le tronçon 2 : SP2-Réservoir tampon	42
Tableau III.8 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon 2 : SP2-Réservoir tampon.....	42
Tableau III.9 : Calcul des frais d'investissement du tronçon 2 : SP2-Réservoir tampon.....	43
Tableau III.10 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement du tronçon 2 : SP2-Réservoir tampon.....	43
Tableau III.11 : Diamètre avantageux du tronçon gravitaire Réservoir tampon-réservoir Biskra	45
Tableau III.12.Détermination des pertes de charges dans la conduite gravitaire	46
Tableau III.13 : Détermination des côtes piézométriques et des pressions.....	47

Chapitre IV : Etude du stockage

Tableau IV.1: Variation du nombre de démarrage par heure en fonction de la puissance de la pompe.	54
Tableau IV.2 : Calcul du volume du réservoir tampon.	54
Tableau IV.3 : Calcul des dimensions des réservoirs.....	56
Tableau IV.4 : Caractéristiques géométriques de la coupole.....	57
Tableau IV.5 : Détermination de l'effort max de traction et de compression.....	57

Chapitre V : Etude du pompage

Tableau V.1 : Equipements hydrauliques de la station de pompage	62
Tableau V.2 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.....	64
Tableau V.3 : Matériaux des principaux organes de la pompe.	66
Tableau V.4 : Coefficient de correction en fonction de la puissance	67
Tableau V.5 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.....	68
Tableau V.6 : Dimensions de la pompe Omega Shanghai 300-700 et le Moteur.....	67

Tableau V.7: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP1- Bâche de reprise).....	71
Tableau V.8. Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température.....	73
Tableau V.9 : Choix du type de bâtiment.....	75
Tableau V.10 : Caractéristique des pompes en fonction de leur nombre.....	77
Tableau V.11 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.....	78
Tableau V.12 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP2- Réservoir Tampon).....	80

Chapitre VI : Pose et protection des conduites

Tableau VI.1: Les caractéristiques de la conduite de refoulement du tronçon 1 (SP1-Bâche de reprise).....	93
Tableau VI.2: Calcul de célérité d'onde de la conduite de refoulement du tronçon 1 (SP1- Bâche de reprise)	94
Tableau VI.3: Calcul de volume du réservoir d'air de l'adduction de refoulement du tronçon 1 (SP1-Bâche de reprise).....	94
Tableau VI.4: Les caractéristiques de la conduite de refoulement du tronçon 2 (SP2- Réservoir tampon)	94
Tableau VI.5: Calcul de célérité d'onde de la conduite de refoulement du tronçon 2 (SP2- Réservoir tampon)	94
Tableau VI.6: Calcul de volume du réservoir d'air de l'adduction de refoulement du tronçon 2 (SP2-Réservoir tampon)	95
Tableau VI.7 : Profil en long absolu du tronçon 1 : (SP1-SP2).....	97
Tableau VI.8:Profil en long absolu du tronçon 2 : (SP2-RT).....	98
Tableau VI.9: Calcul du volume de dissipation des brises-charge.....	100
Tableau VI.10: Calcul du volume de régulation (volume tampon) des brises-charge.....	100
Tableau VI.11: Calcul du volume total des brises-charge.....	101
Tableau VI.12.Calcul des dimensions des brises-charge.....	101

Chapitre VII: Organisation de chantier et management de projet

Tableau VII.1 : Calcul du volume du béton armé pour SP1 et SP2.	108
Tableau VII.2 : Volumes des travaux SP1 et SP2.	109
Tableau VII.3 : Calcul du volume du déblai de l'adduction.	110
Tableau VII.4 : Calcul du volume du lit de sable.	110
Tableau VII.5 : Calcul du volume de la conduite.	111

Tableau VII.6 : Volumes des travaux de l'adduction.	111
Tableau VII.7 : Calcul des volumes des déblais pour les réservoirs et les chambres de manœuvres.	112
Tableau VII.8 : Calcul des volumes du tout-venant.	113
Tableau VII.9 : Calcul des volumes du béton de propreté.	113
Tableau VII.10 : Calcul du volume du béton armé.	114
Tableau VII.11 : Calcul du volume du béton armé pour les coupes.	115
Tableau VII.12 : Calcul du volume du béton armé de la chambre de manœuvre.	115
Tableau VII.13 : Calcul du volume du remblai compacté.	116
Tableau VII.14 : Coût des travaux de la station de pompage.	117
Tableau VII.15 : Coût des travaux de l'adduction.	117
Tableau VII.16 : Coût des travaux des réservoirs.	117
Tableau VII.17 : Bilan des coûts.	117
Tableau VII.18 : Temps de réalisation des opérations de la station de pompage.	117
Tableau VII.19 : Temps de réalisation des opérations de l'adduction.	119
Tableau VII.20 : Temps de réalisation des opérations du réservoir.	119
Tableau VII.21 : Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de la SP.	120
Tableau VII.22 : Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l'adduction...120	120
Tableau VII.23 : Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération du réservoir.	120

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure I.1: Découpage administratif et localisation de la commune de Biskra.	2
Figure I.2: Délimitation de la commune de Biskra.	2
Figure I.3: Evolution de la population de la commune entre 1977 et 2008.....	3
Figure I.4: Carte d'esquisse géologique de la wilaya de Biskra.....	7
Figure I.5 : Schéma du transfert d'Oued Athmania vers les barrages de Koudiat Medouar et Ourkis.....	16
Figure I.6 : Localisation de la station de traitement.....	17
Figure I.7 : Schéma de principe de la station de traitement.....	18

Chapitre II : Quantification de la demande en eau potable

Figure II.1 : Evolution de la population de la zone d'étude à différents horizons.	22
---	----

Chapitre III: Etude d'adduction

Figure III.1: Répartition schématique de l'adduction mixte	33
Figure III.2 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement du tronçon 1.....	41
Figure III.3 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement du tronçon 2	44

Chapitre IV : Etude du stockage

Figure IV.1 : Graphe de la consommation en fonction de l'apport.	52
Figure IV.2 : Coupe radiale de la coupole.....	56

Chapitre V : Etude du pompage

Figure V.1 : Les courbes caractéristiques de la pompe de SP1 de type PM 125 /3B.CAPRARI	65
Figure V.2 : Dimensions de la pompe PM 125 /3B.CAPRARI.	66
Figure V.3 : Les courbes caractéristiques de la pompe du SP1 de type Omega Shanghai 300-700.....	69
Figure V.4 : Pompe Omega Shanghai 300-700.....	70
Figure V.5 : Encombrement de la pompe Omega Shanghai 300-700 et le moteur.	70
Figure V.6 : Point de fonctionnement des pompes de la station SP1.....	72
Figure V.7. Les courbes caractéristiques de la pompe du SP2 de type PM 125/3B.CAPRARI.....	77

Figure V.8. Les courbes caractéristiques de la pompe du SP1 de type Omega Shanghai 300-700.....	79
Figure V.9 : Point de fonctionnement des pompes de la station SP1.....	80

Chapitre VI : Pose et protection des canalisations

Figure VI.1 : Pose de canalisation dans un terrain ordinaire.	85
Figure VI.2. Pose de canalisation dans une traversée de voie ferrée.....	85
Figure VI.3. Pose de canalisation dans une traversée d'Oued.....	85
Figure VI.4. Pose de canalisation dans une traversée de route.....	86
Figure VI.5. Pose de canalisation dans une traversée de conduite de gaz.....	86
Figure VI.6. Les butées.....	87
Figure VI.7. Protection contre la corrosion extérieure avec un revêtement en polyéthylène.....	102

Chapitre VII: Organisation de chantier et devis estimatif du projet

Figure VII.1 : Remblayage des tranchées.	105
Figure VII.2 : Vue en plan de la station de pompage.	107
Figure VII.3 : Réseau à nœuds de la station de pompage.	121
Figure VII.4 : Réseau à nœuds du réservoir.	121
Figure VII.5 : Réseau à nœuds de l'adduction.....	121

LISTE DES PLANCHES

Planche N°1 : Tracé en plan du transfert : Barrage Koudiat Medouar –Biskra

Planche N°2 : Schéma synoptique du transfert : Barrage Koudiat Medouar-Biskra

Planche N°3 : Plan de principe des stations de pompage SP1 et SP2 (Vue en plan et coupe)

Planche N°4 : Profil hydraulique du transfert : Barrage Koudiat Medouar-Biskra

LISTE DES ANNEXES

Annexe I.1 : Grille normative pour estimer la qualité de l'eau en Algérie.

Annexe II.1 : Répartition horaire des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.

Annexe III.1 : Les valeurs usuelles indices de rugosité (k) en mm.

Annexe III.2 : Abaque de M.PETER LAMON (Rugosité d'une conduite en fonction de son âge).

Annexe III.3 : Tableau des prix des conduites en fonte ductile .

Annexe VI.1 : Tableau des tuyaux en fonte ductile PN25.

Annexe VI.2 : Abaque de Vibert.

Annexe VI.3: Abaque de PEUCH et MEUNIER

Annexe VI.4: Abaque de Dubin et Guéneau

Annexe VI.5: Accessoires et équipements hydrauliques

Annexe VII.1 : Les engins.

ABREVIATIONS

ADE: Algérienne Des Eaux

ANAT: Agence Nationale pour l'Aménagement du Territoire

ANBT: Agence Nationale des Barrages et Transferts

ANRH: Agence Nationale des Ressources Hydrauliques

ONM: Office National de la Météorologie

BC: Brise-charge

CT : Complexe Terminal

HMT : Hauteur Manométrique Totale

KWh : kilowatts heures

NGA : Niveau Géodésique Algérien

OMS: Organisation Mondiale de la Santé

PNE : Plan Nationale de l'eau

PMA : Pression maximale admissible

RN: Route Nationale

SP: Station de Pompage

ST: Station de Traitement

INTRODUCTION GENERALE

La pénurie d'eau fait partie des problèmes principaux auxquels de nombreuses sociétés et le monde dans son ensemble sont confrontés au XXIème siècle.

Ce phénomène est à la fois naturel et d'origine humaine. Il y a suffisamment d'eau douce sur la planète pour l'ensemble de la population mondiale, mais sa répartition est inégale et trop d'eau est gâchée, polluée et gérée de façon non durable.

La croissance démographique, les changements climatiques, la raréfaction des ressources hydriques et de ce fait l'accès à l'eau potable pour la population, constitue un défi majeur pour l'Algérie dans les décennies à venir. De nouvelles études ont relevé les vulnérabilités des potentialités hydriques pour l'Algérie et l'ont classé parmi les pays les plus exposés à un stress hydrique à long terme dans le pourtour méditerranéen.

Devant cette situation, le gouvernement a décidé de prendre des mesures pour palier à ce phénomène, en lançant un programme de nouveaux projets d'unités de dessalement afin d'approvisionner les régions côtières en eau potable. Tandis que pour les régions intérieures, des études de transferts seront élaborées, pour l'approvisionnement en eau potables de ces villes, qui est le cas de ce présent projet. Le barrage Koudiat Medouar, se trouvant à Batna, et qui est alimenté par le barrage de Beni Haroun à Mila, sera une solution pour approvisionner la ville de Biskra en eau potable.

Une étude détaillée de ce transfert sera abordée dans ce travail qui sera réparti en sept chapitres :

- Une présentation générale de la zone d'étude dans le 1^{er} chapitre
- Une estimation des besoins en eau de notre zone d'étude dans le chapitre II.
- Le choix du tracé et l'étude de dimensionnement du réseau d'adduction dans le chapitre III.
- Une étude du stockage par les réservoirs dans le chapitre IV.
- L'étude de pompage dans le chapitre V.
- La pose et protection des canalisations dans le chapitre VI.
- L'organisation de chantier, le management et devis estimatif du projet dans le chapitre VII

CHAPITRE I :
PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction

Avant d'entamer tout projet d'alimentation en eau potable, il faut d'abord faire une étude de reconnaissance de la zone du projet afin de retirer les paramètres géographiques, démographiques, climatologiques, géologiques, hydrogéologiques et hydrauliques nécessaires pour la conception du projet. Ce qui fait l'objectif de ce chapitre.

I.1.Situation géographique

Administrativement, la zone d'étude est le chef-lieu de la wilaya de Biskra. Elle concerne la commune de Biskra de la Daïra (circonscription administrative) de même nom.

La wilaya de Biskra, issue du découpage administratif de 1974, comprend actuellement 12 daïras et 33 communes.

Située au centre-est de l'Algérie, la wilaya de Biskra est localisée entre les régions des Aurès et les Zibans, avec une superficie de près de 20 986 km².

A l'échelle des Daïras, Biskra s'étend sur une superficie de 335 km², somme des superficies de la commune de Biskra (127 km²) et la commune d'El Hadjab (208 km²).

La commune de Biskra, chef-lieu de la wilaya, se trouve à 400 km environ au sud-est de la capitale Alger. Elle est située sur une altitude de 120 m au-dessus du niveau de la mer, ce qui fait d'elle l'une des villes les plus basses d'Algérie.

Elle est délimitée par :

- la wilaya de Batna au nord
- la wilaya d'Ouargla au sud
- la wilaya de Khenchela à l'est
- la wilaya de Djelfa à l'ouest

Les figures ci-après présentent la localisation de la zone d'étude (Commune de Biskra).

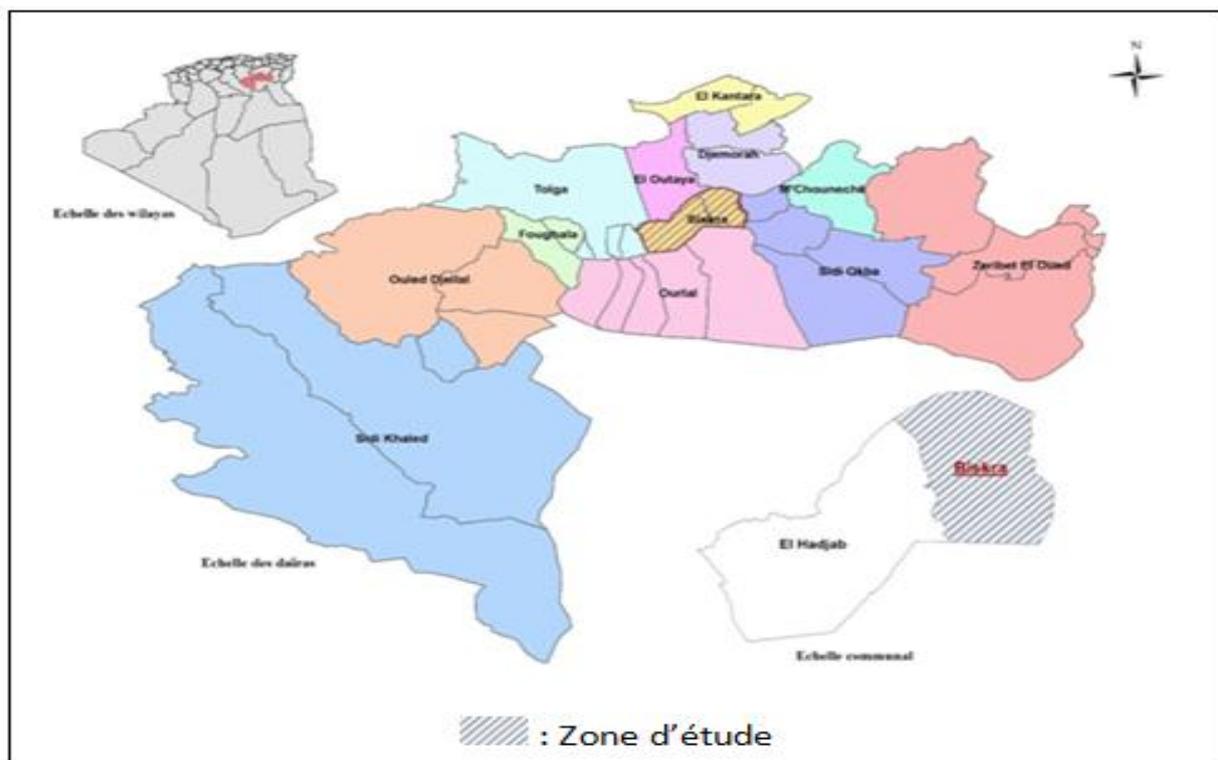


Figure I.1 : Découpage administratif et localisation de la commune de Biskra



Figure I.2 : Délimitation de la commune de Biskra

I.2. Analyse démographique et urbaine

Entre 1998 et 2008, la population de la commune de Biskra a évolué de 177 060 à 204 661 habitants, soit un taux d'accroissement annuel de 1,46%. Le tableau ci-après illustre le nombre d'habitants enregistré dans la commune de Biskra lors des recensements de 1977, 1987, 1998 et 2008.

Tableau I.1: Population et taux d'accroissement entre 1977 et 2008 dans la commune de Biskra

Année	1977	1987	1998	2008
Population	87 200	129 949	177 060	204 661
Taux d'accroissement		4.07%	2.85%	1.46%

Ces mêmes résultats sont présentés dans la figure I.3

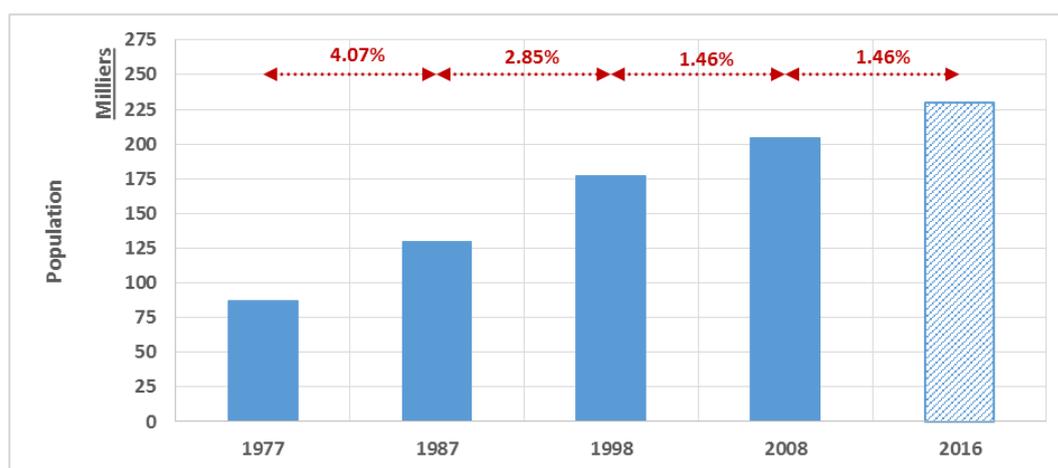


Figure I.3 : Evolution de la population de la commune entre 1977 et 2008

La commune de Biskra est totalement urbaine (en 2008, 99,54% de la population était urbaine).

Le recensement de 2008 a enregistré un parc résidentiel urbain de 43 855 logements dans la commune de Biskra, dont 31 878 logements habités (73%). En 2008, le taux d'occupation de personnes par logement a été de 6,4.

En 2015, le nombre total de logements dans la commune de Biskra est de 50 291 logements (d'après la monographie de la wilaya de Biskra). Le nombre de logements habités dans la commune est de 36 560 logements en 2015 et le taux d'occupation d'habitants par logement est de 6,2.

Le Plan d'Aménagement Urbain de la ville, actualisé en 2012, prévoyait un besoin additionnel de 17836 nouveaux logements pour une superficie urbaine nécessaire de 442 ha à l'horizon 2028.

I.3.Climatologie

Du point de vue climatique, la région est située dans la zone de transition, entre le milieu semi-aride des hautes plaines et le milieu hyperaride du Sahara, caractérisée par un été chaud et très sec et un hiver froid et sec.

La pluviométrie moyenne annuelle dans la région est faible mais les variations interannuelles sont très fortes.

I.3.1.Pluviométrie

Le tableau suivant indique les précipitations moyennes mensuelles de notre zone d'étude :

Tableau I.2 : Précipitations moyennes mensuelles (mm) de la région de Biskra durant la période (1992-2012)

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Sep	Oct	Nov	Déc	Moy annuelle
Pluviométrie P (mm)	19.69	8.5	21.75	15.67	10.27	3.38	8.17	2.08	30.94	14.87	20.50	17.23	14.42

(Source : O.N.M)

On remarque que les valeurs de précipitations maximales sont marquées principalement, en mois de Septembre avec une valeur maximale enregistrée de **30.94** mm, alors que le mois le plus sec est celui d'Août avec une valeur minimale mesuré de **2.08** mm.

I.3.2.Température

Le tableau suivant montre les températures moyennes mensuelles de notre zone d'étude :

Tableau I.3: Températures moyennes mensuelles de la région de Biskra durant la période (1992-2012)

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Sep	Oct	Nov	Déc	Moyenne annuelle
T_{moy} (°C)	11.65	13.36	17.18	20.89	26.41	31.55	34.59	34.15	28.81	23.31	16.49	12.42	22.57

(Source : O.N.M)

Nous observons une température moyenne annuelle de 22.57°C et une température maximale de 34.59°C. Le mois de juillet est le plus chaud de l'année. Le mois de janvier est le plus froid de l'année avec une température de 11.65 °C.

I.3.3. Vent

Le vent est un agent important de la désertification. En effet, il accentue l'évapotranspiration et contribue à abaisser l'humidité.

Dans la région de Biskra, les vents sont fréquents durant toute l'année. En hiver, les vents froids et humides venant des hauts plateaux et du nord-ouest sont prédominants, en revanche, les vents issus du sud sont les plus secs et froids.

Tableau I.4: Vitesses moyennes des vents de la région de Biskra durant la période (1992-2012)

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Sep	Oct	Nov	Déc	Moyenne annuelle
V (m/s)	4.09	4.46	4.87	5.71	5.35	4.26	3.84	3.59	3.93	3.59	3.96	4.03	4.31

(Source : O.N.M)

Ainsi, il a été enregistré une vitesse moyenne annuelle de 4.31 (m/s) durant la période (1992-2012) avec un minimum de 3.59 m/s et un maximum de 5.71 m/s.

I.4.Morphologie et relief

Morphologiquement la zone appartient à la région de Batna-Biskra.Elle est située au nord-est du Sahara Algérie, elle constitue la transition entre le domaine montagneux du nord et les grands plateaux prés sahariens du sud. La végétation de cette région est caractérisée par des formations très influencées par la géomorphologie de la région. Morphologiquement la région est constituée d'une succession, d'Est en Ouest, de chaînes de montagnes où se pratique une agriculture orientée vers une arboriculture sur les collines, alors qu'au nord et au sud-ouest le relief est plat ou se pratique de la céréaliculture. La zone de Batna-Biskra est située dans le secteur biogéographique AS 3 (Atlas Saharien 3).Le territoire de la wilaya est formé au Nord par la plaine de Loutaya qui est, elle-même, limitée par Djebel Metlili au Nord et Djebel krouchen daïra d'Ain Zaatout et au Sud par Djebel Boughzel. Au sud de Djebel Boughzel, les terrasses des oueds présentent une topographie où la pente est très douce 0.6% allant du Nord vers le Sud, avec une altitude qui se décroît progressivement de 280 à 200 mètres pour les plaines de Loutaya au Nord, et de 160m à 40m pour la partie située au Sud de Djebel Boughzel vers la cuvette d'Oumeche.

I.4.1.Les montagnes

Ne présentent que 13% de la surface totale, la majorité se trouve au Nord de la région de Biskra, le versant Nord possède la formation forestière qui se rattache avec celle de la foret des Aurès tandis que le versant Sud est tourné vers la plaine de Biskra avec une végétation très faible.

I.4.2.Les plateaux

Plateau de Ouled Djellal et Sidi Khaled ; ils présentent 50% se sont de vastes étendues planes ou faiblement accidentées, situées en hauteur et se localisent dans le coté Sud Ouest de la Wilaya de Biskra.

I.4.3.Les plaines

Elles occupent 28% de la surface totale notons les plaines de Loutaya, Doucen, Sidi Oukba et Zribet el Oued.

I.4.4. Les dépressions

Elles sont constituées des Sebkhats et des Chotts avec un total de 9%. Sebkhats d'Oumeche d'Aourellal et le Chott Malghigh. Milieu dépourvu de toute vie biologique et de végétation naturelle.

Les dépressions de grandes dimensions, peu profondes, salées des zones arides et semi arides, sont représentées par Chott et Sebkhats. La différence entre ces deux types de zones humides réside dans le mode d'alimentation, les sebkhats sont sous la dépendance de l'apport des eaux de crue, alors que les chotts sont alimentés respectivement par les apports de ruissèlement et aussi par les nappes artésiennes profondes arrivant jusqu'en surface par des sources.

Lorsque les eaux s'évaporent sous l'effet de la chaleur, des plaques de sels divers se développent en surface formant suivant l'origine de leurs eaux (phréatique ou superficielles) les chotts et les Sebkhats.

En période pluvieuse normale, en hiver et au printemps, une couche d'eau de quelques centimètres, saturée en sel allant de 200 à 250g/l, recouvre la surface, laissant, après évaporation, des dépôts de chlorure de sodium parfois exploitables. Après de fortes pluies, les chotts peuvent constituer de véritables lacs de plusieurs mètres de profondeurs ; quelques mois après, l'évaporation, très forte, en assèche complètement la surface. Le vent balayant cette surface desséchée et dénudée peut, dans certaines conditions, entraîner des particules argileuses et des cristaux de sels (Chlorure de sodium et gypse) qui s'accumulent en bordure de la dépression.

I.5. Géologie

La région de Biskra, sur le plan structural et sédimentaire, est transitoire entre la partie Nord constituée de montagnes et le Sud qui est un pays effondré constitué de plaines.

Selon (Guoskov, 1962) elle fait partie du Sahara septentrional et d'autre part en position très inférieure apparaissent les derniers anticlinaux vers le Sud de l'Atlas Saharien.

Le passage entre ces deux domaines distincts se fait par l'intermédiaire d'un ensemble de plis et de failles orientées en Ouest, appelés « flexures Sahariennes » marquées par la tectonique Atlasique. Ces deux derniers groupes ont joué un décrochement ce qui a permis aux trias de remonter. La région et ses bordures sont constituées par du calcaire et de la marne du crétacé avec des interactions gypseuses, ces derniers formant en général le cadre montagneux A.N.A.T., (2005). La majeure partie des roches est sédimentaire de type carbonaté. Le caractère essentiel dominant de ces formations est celui des sels (Calcaire, Gypse, Sels solubles). Selon A.N.R.H (2005) les plissements de Djebel Boughzel et les lacunes locales (Sebkhats) sont engendrés par des mouvements tectoniques qui ont affecté les formations existantes de la région suivis par des phénomènes d'érosion.

I.6. Hydrogéologie

Les études géologiques et hydrogéologiques ont permis de mettre en évidence l'existence de plusieurs réservoirs aquifères d'importance bien distincte de part leur constitution lithologique, leur structure géologique et les facilités d'exploitation qu'ils présentent. Ces aquifères appartiennent au Quaternaire, au Mio-Pliocène, à l'Eocène inférieur et le Sénonien supérieur et à l'Albien.

Dans la région de Biskra, il a été dénombré 4 types de nappes phréatiques :

a. La nappe phréatique du quaternaire

Elle est connue au niveau des palmeraies de Tolga et se localise souvent sur des accumulations alluvionnaires. On classe dans cette catégorie, la nappe de l'Oued de Biskra et celle de l'Oued Djedi qui doivent leur alimentation aux précipitations et aux eaux d'irrigation. La plupart des eaux de cette nappe sont salées ou très salées

b. La nappe profonde

Cette nappe souvent appelée albiennaise, elle est caractérisée par une température très élevée. Elle est rarement exploitée, sauf à l'Ouled Djellal ou Sidi Khaled où les formations gréseuses de l'albien ou de barrémien sont touchées à une profondeur de 1500 à 2500 mètres

c. La nappe calcaire

Cette nappe est localisée en grande partie dans la région de Biskra. Elle est plus exploitée à l'Ouest qu'à l'Est de Biskra à cause des faibles profondeurs relatives au captage. A l'Ouest, la profondeur varie de 150 à plus de 200 m alors qu'à l'Est, la profondeur dépasse les 400 m. L'alimentation de cette nappe se fait par deux zones d'affleurement de l'éocène inférieur, la première à l'ouest de Daoucen et Ouled Djellal, la seconde au nord de Tolga, entre Foughala et Bouchegroune et les versants de la plaine de l'Outaya. Cette nappe subit une baisse de niveau piézométrique suite à la surexploitation

d. La nappe du Miopliocène

Cette nappe à une extension considérable. Elle est capturée par de nombreux forages dans les plaines. Son épaisseur reste faible sur les piémonts et augmente au milieu de la plaine. Son alimentation est assurée par les pluies exceptionnelles dans les zones d'affleurements, les exutoires sont constitués par les sources et par les vastes zones d'évaporation. Finalement, l'écoulement de cette nappe se fait du nord-ouest vers le sud-est pour déboucher au chott Melrhir.

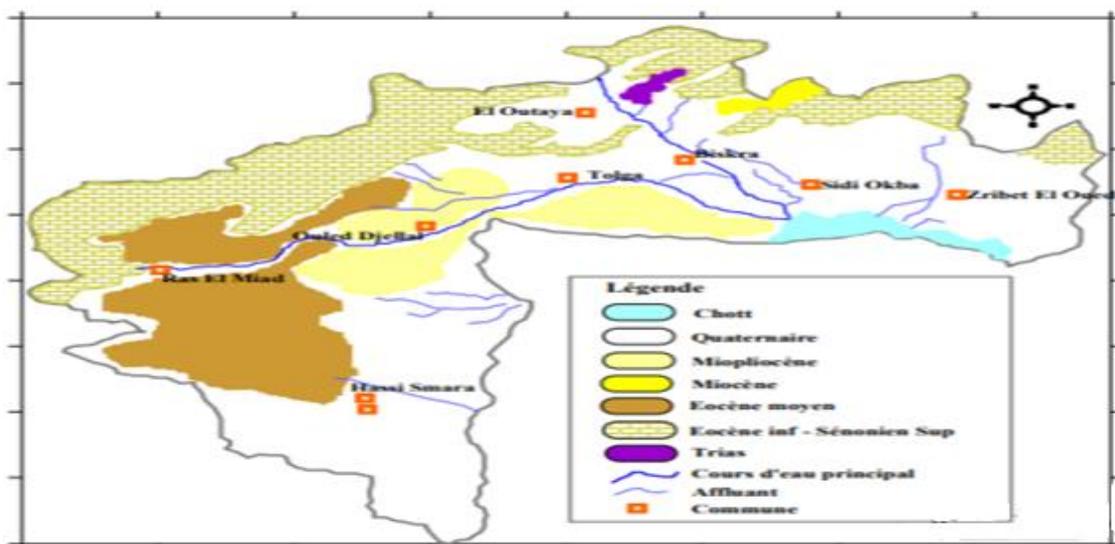


Figure I.4 : Carte d'esquisse géologique de la wilaya de Biskra

I.7. Réseaux hydrographiques

La région de Biskra est drainée par une série d'Oueds dont les plus importants sont : Oued Djedi, Oued Biskra, Oued El-Arab et Oued El-Abiod.

I.8. Sismicité

Le territoire national est divisé en cinq (4) zones de sismicité croissantes, définies :

- Zone 0 : sismicité négligeable
- Zone I: sismicité faible
- Zone II: sismicité moyenne
- Zone III : sismicité élevée

La région de Biskra est classée d'après les règles parasismiques algériennes dans la zone I: faible sismicité.

I.9. Situation hydraulique

I.9.1. Ressources en eau actuelles

Le tableau suivant récapitule les capacités actuelles en ressources hydriques, en unité de surface, de la zone d'étude.

Tableau I.5: Ressources hydrauliques de la wilaya de Biskra (hm²) :

Ressources hydrauliques	Souterraines	Superficielles	Total
Potentielles	760	167.5	927.5
Exploitées	581	114.5	695.5
% d'exploitation	76.45	68.35	75

I.9.1.1. Les prélèvements

Le développement au cours de ces dernières décennies de la wilaya de Biskra notamment dans le secteur agricole, a conduit à l'utilisation d'importantes quantités d'eau soutirées des nappes souterraines avec des tendances fortement accélérées depuis le milieu des années 1990. Les prélèvements d'eau ont doublé en deux décennies passant de 300 millions de m³ en 1990 à 600 millions de m³ en 2010 par le biais de 6 659 forages en exploitation au niveau des 33 communes de la wilaya.

90% de la totalité de la ressource souterraine mobilisée est utilisée pour l'irrigation. Les volumes soutirés pour l'alimentation en eau potable ne dépassent pas les 9% des ressources mobilisées.

Prélèvements alloués à l'AEP de la ville de Biskra

Les forages des champs captant de la nappe phréatique et de la nappe des calcaires refoulent leurs eaux dans les réservoirs de distribution. Ces champs captant sont dits « externes ». Plusieurs forages de la nappe des sables refoulent directement les eaux dans le réseau de distribution de la ville. Les champs captant constitués de ces forages sont dits « internes ».

- Champs captant externes :
 - Le champ captant externe Droh constitué de 9 forages actuellement en exploitation. Le débit d'exploitation total actuel est de 144 l/s. La profondeur des forages varie de 233 à 450 m.
 - Le champ captant externe El Megloub, constitué de 5 forages en exploitation. Le débit d'exploitation total actuel est de 66 l/s. La profondeur des forages varie de 137 à 255 m.
 - Le champ captant externe oued El Hai constitué de 14 forages actuellement en service. Le débit d'exploitation en 2016 est de 273 l/s. La profondeur des forages varie de 39 à 73 m.
 - Le champ captant externe Oued Z'Mor constitué de 5 forages de débit d'exploitation total de 94 l/s.
 - Le champ captant externe Zone des Parcs constitué de 2 forages actuellement en service, de débit d'exploitation total de 16 l/s. Un nouveau forage de débit 15 l/s n'est pas encore mis en exploitation. La profondeur varie entre 140 et 200 m.
- Champs captant internes :
 - Un champ captant interne El Alia constitué de 6 forages de débit d'exploitation total de 113 l/s.
 - Un champ captant interne Biskra Sud comportant 8 forages dont un abandonné à cause de la pollution. Le débit d'exploitation total est de 112 l/s. La profondeur varie entre 90 et 155 m.
 - Un champ captant interne Biskra centre comportant 6 forages dont un qui enregistre une baisse de débit. Le débit d'exploitation total est de 75 l/s. La profondeur varie entre 110 et 153 m.

Les débits par champs captant sont donnés dans le tableau I.6

Tableau I.6 : Débit d'exploitation actuel des forages

Champ captant	Débit d'exploitation (l/s)	
champ captant externe Droh	144	16%
champ captant externe El Megloub	66	7%
captant externe oued El Hai	273	31%
champ captant externe Oued Z'Mor	94	11%
champ captant externe Zone des Parcs	16	2%
Champ captant internes	300	33%
Total	893	100%

Un débit de 893 l/s d'eau souterraine alimente actuellement la ville, dont 593 l/s par des champs captant externes (66%).

Le volume exploité est de l'ordre de 25 millions de m³ par an, soit environ 4% des volumes soutirées des nappes dans la wilaya pour les diverses utilisations.

I.9.1 .2. Qualité des eaux des forages

Les principaux résultats des analyses physico- chimiques des eaux des différents forages alimentant la ville, fournis par l'ADE, appellent les commentaires suivants :

- Le pH est compris globalement entre 6,5 et 7,5. Les eaux de Biskra sont voisines de la neutralité.
- La dureté de l'eau (TH) est partout supérieure à la norme de 500 mg/l. Celle du champ captant El Magloub et des champs captant internes dépasse même les 1 g/l. Ceci a pour incidence la formation de dépôts dans le réseau ;
- A part le champ captant de Droh, la conductivité de l'eau est très importante. Elle dépasse les 3000 µs/cm dans les champs captant El Magloub et El Haï et même les 5000 µs/cm dans les champs captant internes.
- Le résidu sec (RS) de l'eau dépasse les 2000 mg/l dans les champs captant El Magloub et El Haï et 3000 mg/l dans les champs captant internes ;

Dans le tableau I.7, sont présentés les taux de minéralisation moyens des différents champs captants.

Tableau I.7 : Minéralisation des eaux des forages

Champ captant	RS (g/l)
champ captant externe Droh	1,01
champ captant externe El Megloub	2,88
captant externe oued El Hai	2,18
champ captant externe Oued Z'Mor	3,08
champ captant externe Zone des Parcs	2,95
Champ captant internes	3,54

Ces résultats traduisent une salinité de l'eau très élevée, selon les normes de qualité d'eau de l'OMS, à l'exception du champ captant Droh, qui lui, présente une bonne qualité d'eau. La salinité moyenne des ressources souterraines est de l'ordre de 2,6 g/l.

Seulement 16% des ressources actuelles présentent des eaux de salinité inférieure à 1,5 g/l (champ captant Droh), 47% de salinité inférieure à 2,5 g/l (champs captant Droh et oued El Hai) et 55% de salinité inférieure à 3 g/l.

A part le champ captant Droh, les eaux des autres forages nécessitent un traitement ou un mélange avec des eaux plus douces afin de ramener la salinité à des valeurs acceptables (1,5 g/l).

I.9.2. Système d'adduction et de stockage

Le système d'adduction et de stockage est composé de :

- Réserves totales de 35 950 m³, réparties en 11 réservoirs de capacité entre 1000 et 5000 m³ et 4 châteaux d'eau de capacité de 150 à 1000 m³ ;
- Une station de pompage de 3840 m³/j de la zone des parcs qui refoule les eaux de 3 forages vers le réservoir d'El Alia2 ;
- Des conduites d'adduction entre les forages et les réservoirs de diamètres variant de 200 à 500mm.

Le système d'adduction et de stockage est présenté dans le tableau **I.8**

CHAPITRE VII : ORGANISATION DE CHANTIER ET MANAGEMENT DE PROJET

Tableau I.8 : Système d'adduction et de stockage de l'eau potable dans la ville de Biskra

Champ captant	Nombre de forages en exploitation en 2016	Débit total d'exploitation (l/s)	Conduite d'adduction	Réservoir	Zone et quartiers alimentés
Champ captant externe Droh	9	144	Les forages sont raccordés directement au réservoir	Réservoir Droh 3000 m ³	Ville de Biskra
Champ captant externe El Megloub	5	66	5000 ml DN400 AC	Bâche à eau : 500 m ³	830 logements, 100 logements, 124 logements, 82 logements, 200 logements, 50 logements, 726 logements, Darnouni, Belayat, 1000 logements, Sayhi 2, Zone Industrielle, 104 logements, Haï Ben Taleb
				Réservoir sur tour Bordj Noss : 300 m ³	Bordj Noss
Champ captant externe de l'oued El Hai	14	273	1500 ml DN300 AC	Réservoir Haï El Moudjahidines : 3000 m ³	Haï El Moudjahidines, Zone d'équipements, 150 logements, Haï El Izdihar, Haï 20 Août, Haï El Istiklal
			3500 ml DN600 F	Réservoir Baatouche : 5000 m ³ Réservoir Rodari 2 : 5000 m ³	Haï El Oued, Zemala, Zaatcha, Haï Ben Gana, Marché Couvert, Bd Émir AIK, Dhalaa, Dalia, La Gare, Laatila, Saleh Bey, Bab Dharb, Haï Rezig, Hakim Saadane, Kablouti, Sayhi 1, Chatenniers, Djenene Ben Yaacoub, 5 Juillet, El Houria, Zaatcha, Khobzi, Haï Farhat
			2500 ml DN200 AC	Réservoir El Alia : 1000 m ³	El Alia Nord, Bd Ouanoughi, 140 logements, Haï Houbou, Lotissement A, Lotissement B, Bd 18 Février, 600 logements (A)
Champ captant externe Oued Z'Mor	5	94	Les forages sont raccordés directement au réservoir	Réservoir Zhun Ouest 1 : 5000 m ³	Sidi Ghezal, Route de Sahara, Menchi, R'maiche, 1000 logements, 726 logements, Sayhi 2, 104 logements, Ben Taleb, Zemmit, Coopératives, Nasri
				Réservoir Zhun Ouest 2 : 5000 m ³	Zhun Ouest (350 logements), 90 logements, 520 logements, Saada, 830 logements, 7 Coopératives, Belayat
				Réservoir sur tour : 1000 m ³	
Champ captant externe Zone des Parcs	2	16	Les forages sont raccordés directement à la bâche à eau	Bâche à eau : 150 m ³ Station de pompage zone des parcs : 3840 m ³ /j Réservoir El Alia	Lotissement C, 110 logements, 400 logements, 17 Coopératives, Haï El Fadjer, 140 logements, 600 logements

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Champ captant	Nombre de forages en exploitation en 2016	Débit total d'exploitation (l/s)	Conduite d'adduction	Réservoir	Zone et quartiers alimentés
				2 : 3000 m ³	
				Réservoir sur tour Zone des parcs : 150 m ³	Zone des parcs
Champ captant interne El Alia	6	113	Les forages sont raccordés directement, soit sur le réseau de distribution, soit sur des réservoirs sur tour	Réservoir sur tour Route de Sidi Okba : 1000 m ³ Réservoir Felliache : 1000 m ³	Zhun Est, Hôpital ben Nacer, jardin ben Nacer, Felliache, Université, 748 logements, 400 logements, 500 logements, Groupement Gendarmerie
Champ captant interne Biskra Sud	8	112	Les forages sont raccordés directement, soit sur le réseau de distribution, soit sur des réservoirs sur tour	Réservoir Camping : 1000 m ³ Réservoir : 1000 m ³	Bab Dharb, Bab El Fath, Lébcheche Guedacha, Medjniche, M'Cid, Fort Turk, Haï Zemmam, Commissariat Central, Hai El Izdihar et Zone des écoles
Champ captant interne Biskra centre	6	75	Les forages sont raccordés directement sur le réseau de distribution		Résidence wali, Quartier M'Cid, Laatila, Ras El Gueriah, Sidi Barkat, Ben Amara, Jardi Ben Yaacoub, M'Salah, Haï Zitouna, Haï Zemmam, Boukhari, Star Melouk

I.10. Barrage Koudiat Medouar

Le barrage de Koudiat Medouar est situé sur l'oued Réboua à 35 kilomètres du chef lieu de Batna. Il fait parti du système du complexe de Béni haroun.

Ce barrage est destiné à l'alimentation en eau potable de Batna, Aris, Khenchela, Barika, alimentation en eau industrielle de Batna et irrigation de la plaine de Chemora, Batna et Toufana.

Hydrologie : Le bassin versant de l'Oued Chemora, jusqu'à la section du barrage de Koudiat Medaour, a une surface de 590 km². La pluviométrie annuelle moyenne sur le bassin est de 375 mm.

A Koudiat Medouar, les transports solides en suspension sont d'environ 340.103 tonnes/an, auxquels il faut ajouter les transports par charriage de fond. Les apports sont constitués en majorité par ceux de l'oued Reboa ; le débit moyen est de 0,89 m³/s et l'apport correspondant, de 28 hm³.

Le volume transférable de la retenue de Béni Haroun à celle de Koudiat Medaour est de 191 hm³/an.

I.10.1. Fiche Technique du barrage

Année de construction	1993
Année de mise en eau	2001
Capacité	69,0 hm ³
Capacité dernier levé (2004)	74,32 hm ³
Apport moyen annuel	30,0 hm ³
Envasement annuel	0,023 hm ³ /an
Surface du bassin versant	590 km ²
Hauteur	48 m
Longueur	1280,0 m
Côte retenue Normale (R.N)	992,50 m
Côte Plus Hautes Eaux (P.H.E)	996,65 m
Déversoir à SEUIL LIBRE	867 m ³ /s
Vidange de Fond	2 x 102 m ³ /s

I.10.2. Système d'alimentation du barrage

- **Aperçu sur le système de transfert (Beni Haroun-Koudiat Medaour)**

Le barrage Beni Haroun, en service depuis 2004, est situé sur l'Oued El Kebir à 3 km en aval de la confluence des Oueds Rhumel et Endja. La retenue Beni Haroun, en plus de son rôle de régularisation des apports, est destinée à l'écêtement de crues exceptionnelles.

Le volume régularisable fourni à partir du barrage dans le système de transfert a été estimé à 504 Hm³/an :

- 435 Hm³/an correspondant au volume régularisable à partir du bassin versant du barrage de Beni Haroun ;

- 69 Hm³/an correspondent au transfert à partir de l'amont du barrage de Boussiaba.

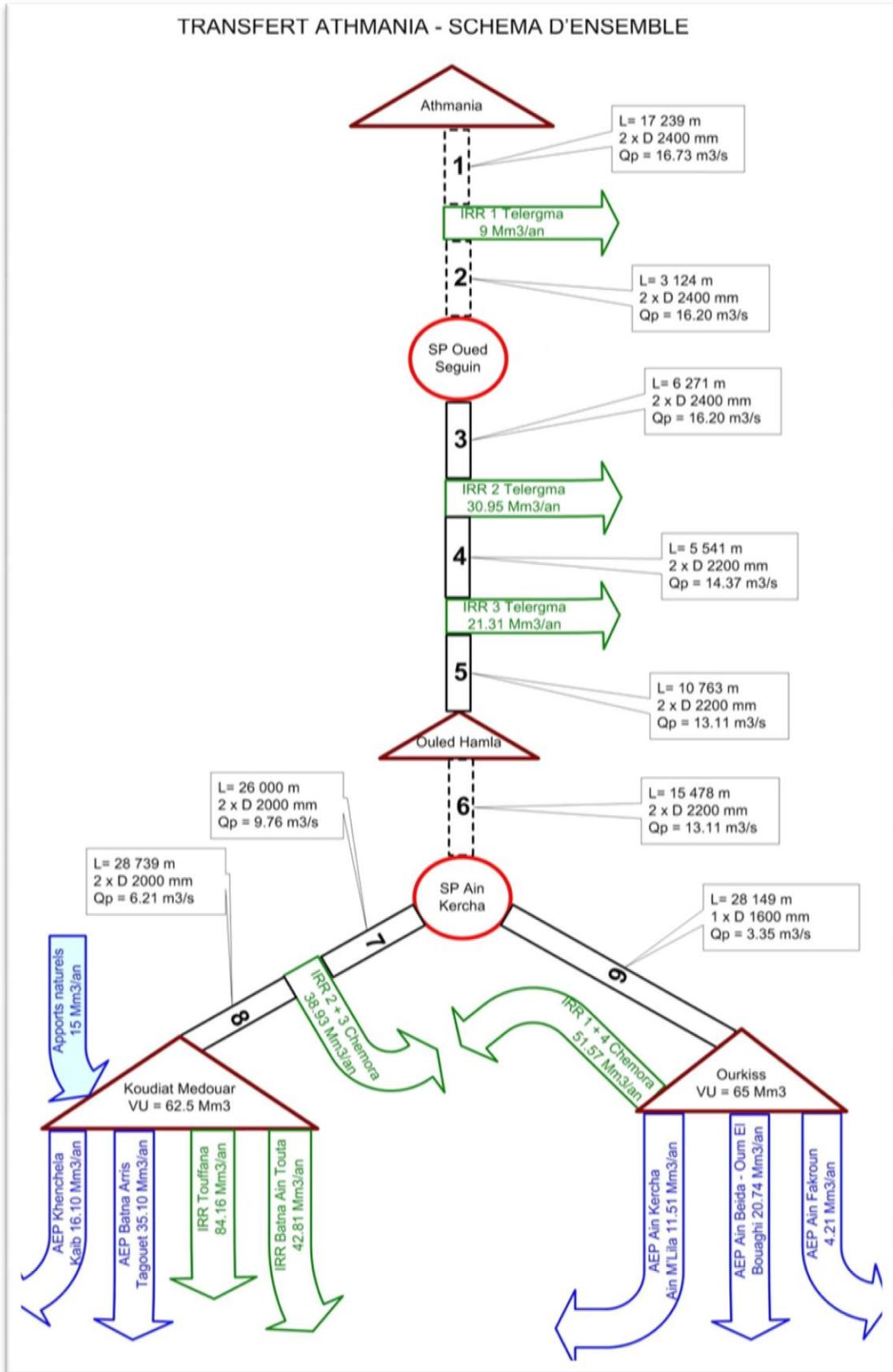
Afin de répondre aux besoins en eau des régions de l'intérieur du pays, un système de transfert d'eau à partir de la retenue de Beni Haroun a été planifié et des investissements importants réalisés.

Ce complexe hydraulique comprend les ouvrages suivants :

- Retenue de Boussiaba ;
- Retenue de Beni Haroun ;
- Retenue intermédiaire d'El Athmania ;
- Retenue d'extrémité d'Ourkiss ;
- Retenue d'extrémité de Koudiat Medaour ;
- Stations de pompages et réseaux d'adduction.

Pour ce système, les apports en eau sont captés et régularisés sur une base pluriannuelle par le réservoir de Beni Haroun. Ils sont ensuite transférés vers le réservoir intermédiaire d'Oued Athmania puis vers les réservoirs d'extrémité de Koudiat Medaouar et Ourkiss. A partir de ces trois réservoirs, l'eau est transférée vers différentes régions afin de satisfaire les besoins en eau des agglomérations et des périmètres agricoles.

Le schéma du transfert des eaux à partir du barrage d'Oued Athmania vers les barrages de Koudiat Médaouar et Ourkiss, est présenté dans la figure **I.5**



(Source ANBT)

Figure I.5 : Schéma du transfert d'Oued Athmania vers les barrages de Koudiet Médouar et Ourkis

I.11. Station de traitement d'eau potable

Les eaux brutes sont prélevées à partir du barrage de Koudiat Medouar. Ce dernier est alimenté par ses apports naturels et par un transfert à partir de la retenue de Béni Haroun.

Le traitement sera conçu pour assurer une alimentation continue en eau potable de la ville de Biskra avec une qualité finale de l'eau après traitement conforme aux normes algériennes, notamment le décret exécutif N°14-96 du 14 mars 2014 complétant le décret N°11-125 du 22 mars 2011 relatif à la qualité de l'eau de consommation humaine.

I.11.1 Site de la station

La nouvelle station sera implantée à proximité de la station de traitement existante (à moins de 100 m) sur un terrain de 4 ha (Site N°2) situé au pied du barrage Koudiat Medouar (voir figure ci-après).



Figure I.6 : Localisation du site de la station de traitement

Cette implantation permettra de regrouper les deux stations dans un même site formant ainsi le complexe de Koudiat Medouar.

I.11.2. Conception générale

La station de traitement existante des trois couloirs Batna, Khenchla et Arris a une capacité de production de 113 000 m³ d'eau potable par jour cette capacité sera portée à 170 000 m³ / jour après extension. Le procédé de traitement utilisé comporte successivement :

- Aération en cascade
- Pré chloration
- Coagulation-Floculation
- Décantation lamellaire
- Filtration gravitaire
- Désinfection finale

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

La station de traitement projetée de Biskra sera indépendante de la station existante et aura une capacité de production nette de 75 000 m³/jour. Compte tenu de la qualité des eaux brutes qui proviennent du barrage de Koudiat Medaouar, le procédé de traitement retenu sera similaire au processus de la station existante qui consiste en une filière physico-chimique classique.

Pour des commodités d'exploitation et de maintenance, la configuration de la station sera agencée en deux lignes indépendantes, chaque ligne sera composée d'un décanteur et quatre filtres à sable.

Le schéma de principe du projet et le procédé à mettre en place, nécessitent la réalisation des ouvrages de production destinés au pompage et au traitement de l'eau. La prise d'eau et la station de relevage seront situées à proximité de l'emprise de la nouvelle station de traitement. La station de pompage des eaux traitées (SP1) sera implantée en aval de la bêche d'eau filtrée.

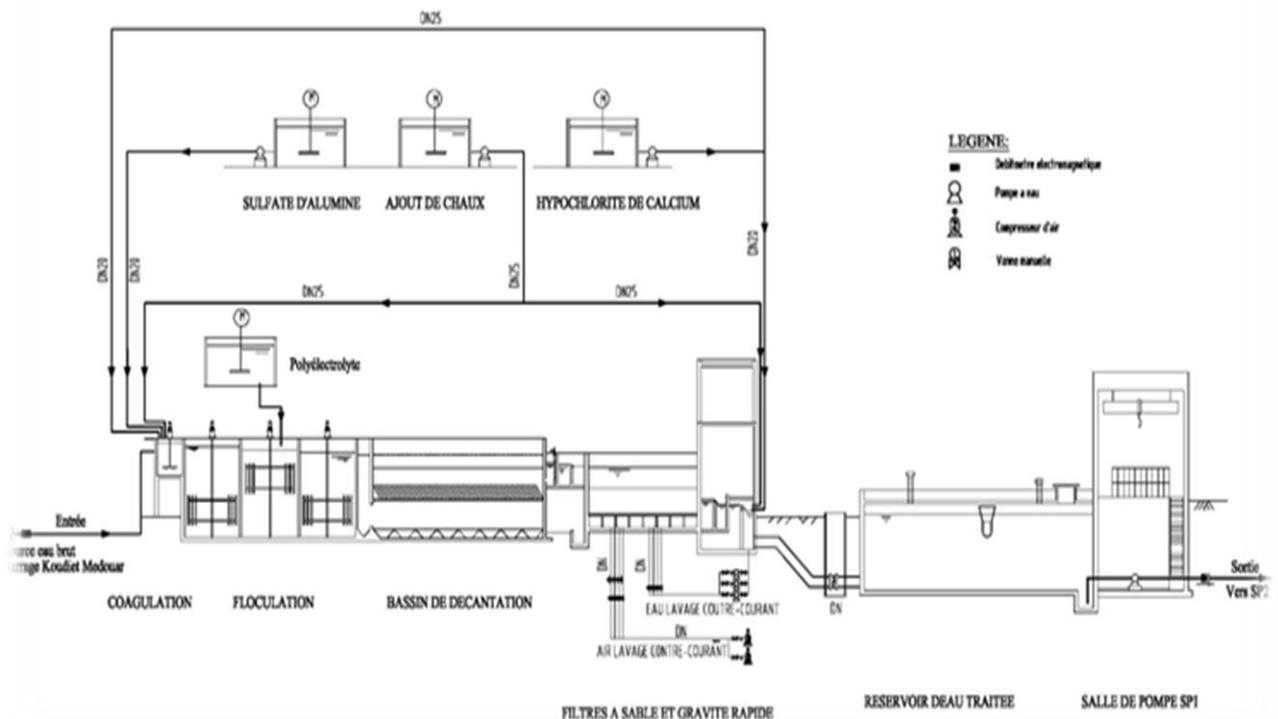


Figure I.7 : Schéma de principe de la station de traitement

I.11.3. Qualité de l'eau brute à traiter

L'eau brute à traiter provient des barrages de Béni Haroun et de Koudiat Medouar. :

➤ Qualité des eaux de la retenue de Beni Haroun

L'ANRH a commencé à contrôler la qualité des eaux au niveau de la retenue de Beni Haroun en 2003.

D'après les résultats d'analyses des eaux de la retenue, il ressort que les eaux du barrage de Béni Haroun présentent un risque léger de salinité (RS = 1,0 g/l), alors que le risque d'alcalinisation est nul (Conductivité électrique EC de 1,37 ms/cm).

Le pH se situe dans la gamme normale (de 6,5 à 8,4).

➤ **Qualité des eaux de la retenue de Koudiat Medaouar**

Les résultats des analyses des eaux de la retenue :

- la salinité est 0,6 g/l,
- la conductivité électrique EC est de 0,9 ms/cm,
- le pH est situé entre 7,6 et 8,1.

A titre indicatif, le tableau suivant donne des analyses d'eau réalisées sur les eaux de Béni Haroun et de Koudiat Medouar :

Tableau I.9 : Résultats des analyses d'eau réalisées sur les eaux de Béni Haroun et de Koudiat Medouar :

Paramètre	Unité	Barrage Beni Haroun			Barrage Koudiat Medouar		
		Moyenne	Min	Max	Moyenne	Min	Max
% de saturation	%	86.6	47.8	117.3	90.0	62.6	100
DBO5	mg/L de O ₂	4.6	2.1	7.0	4.3	1	7.2
DCO	mg/L de O ₂	36.5	0.0	100.0	32.2	7.6	58
NH₄	mg/L	0.0	0.0	0.2	0.12	0.002	0.78
PO₄	mg/L	0.5	0.2	1.0	0.2	0	0.5
NO₃	mg/L	14.6	5.0	23.0	1.4	0.16	5.07
NO₂	mg/L	0.7	0.0	1.6	0.05	0.006	0.04
MO acide	mg/L	9.8	2.4	16.7	2.7	2.2	3.5
MES 105	mg/L	274.4	36.0	1010.0	140.0	36	520
Turb	NTU	7.0	0.4	27.9	14	4.2	69.1
T	°C	20.1	10.0	27.0	17.9	7.9	25.6
Cl	mg/L	163.0	60.0	290.0	99	66.1	120.6
SO₄	mg/L	295.6	188.0	350.0	254.5	201.9	317.5
Mg	mg/L	44.4	31.0	61.0	34	20.41	49.5
Na	mg/L	121.3	45.0	184.0	34	36	49.6
K	mg/L	3.8	1.0	9.0	3.3	2	6
Fe	mg/L	0.1	0.0	0.1	0.07	0.036	0.167
Mn	mg/L	0.0	0.0	0.1	0.015	0.06	0.14
Cond	µS /à 20°C	2630.0	800.0	14000.0	1000	545	1176
Ca	mg/L	110.8	60.0	170.0	85.5	71.3	102.6
pH	-	7.9	7.6	8.1	8.2	7.7	8.5
Rs 105	mg/L	917.4	558.0	1248.0	803	705	999

Conclusion

Ce premier chapitre a donné une vision globale sur notre zone d'étude et ses différentes caractéristiques sur le plan géographique, démographique, climatologique, géologique, hydrogéologique et ressources hydrauliques.

Toutefois, ces ressources ne sont pas garanties à long terme vu que les prélèvements se font :

- Dans l'aquifère du complexe terminal (CT) qui est surexploité et sa recharge est largement inférieure au soutirage essentiellement pour les besoins d'irrigation,
- Dans la nappe superficielle dont la recharge reste aléatoire, vu qu'elle dépend essentiellement des précipitations.

CHAPITRE II :

QUANTIFICATION DE LA DEMANDE EN

EAU POTABLE

Chapitre II : Quantification de la demande en eau potable

Introduction

Ce chapitre porte sur l'évaluation des besoins en eau potable, à l'horizon futur, des consommateurs de la ville de Biskra ; zone d'étude du présent projet.

II.1. Evaluation de la population

La population future est estimée par la formule suivante :

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

Avec :

- P_n : Nombre d'habitants à l'horizon d'étude (2051)
- P_0 : Nombre d'habitants à l'année de référence
- τ : Taux d'accroissement qui est égal à 1.46%
- n : Nombre d'années séparant l'année de référence et l'horizon d'étude (30 ans pour notre cas)

La variation de la population de notre zone d'étude le long de l'horizon d'étude est donnée par le tableau suivant :

Tableau II.1 : Evolution de la population de la zone d'étude pour différents horizons

Agglomération	2008 Référence	2021 Actuel	2026 Court terme	2036 Moyen terme	2051 Long terme
Biskra	204 661	247 097	265 670	307 108	381 693

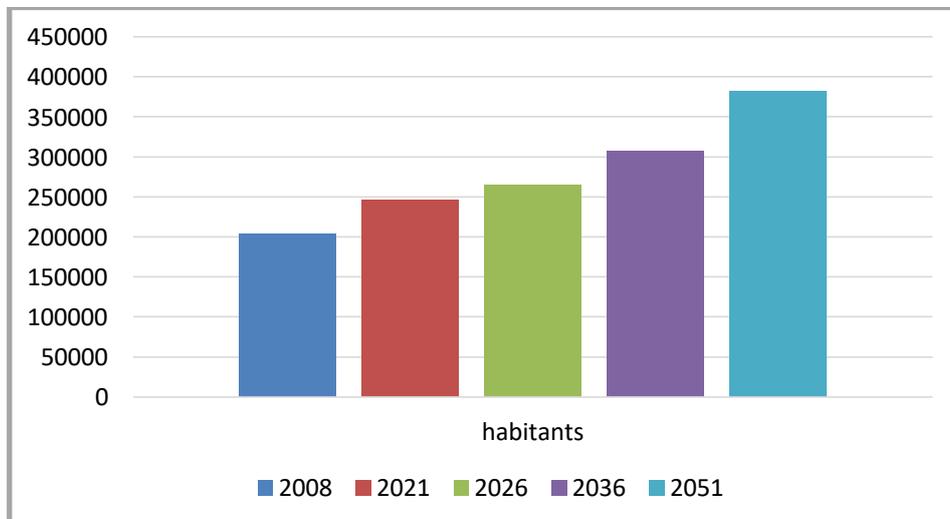


Figure II.1 : Evolution de la population de la zone d'étude à différents horizons

II.2. Estimation des besoins en eau

L'établissement des prévisions des besoins futurs en eau potable s'appuie sur les données actuelles, le passé statistique et les perspectives de développement.

L'estimation des besoins futurs en eau dépend de plusieurs facteurs :

- L'évolution de la population,
- Les perspectives d'évolution des secteurs économiques (industrie, tourisme ...),
- L'évolution des paramètres de distribution (consommation spécifique, taux de branchement, rendement, ...).

II.2.1. Besoins domestiques

D'après le Plan National de l'Eau (PNE) élaboré en 2010, la ville de Biskra est classée dans la catégorie dite «Urbain supérieur» (population comprise entre 100 000 et 300 000 habitants).

Les dotations en eau potable à retenir sont celles de l'étude globale et stratégique en cours de la sécurisation de la ressource en eau de la région Ouest-Centre-Est (d'après l'ADE de Biskra). Elles stipulent : Une consommation spécifique de **150 l/hab/jour**

La consommation moyenne journalière domestique est donnée par :

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

Avec :

- $Q_{\text{moy.j}}$: Consommation moyenne journalière en m³/j
- N_i : Nombre d'habitants (hab)
- D_i : Dotation journalière en l/j/hab

Les besoins domestiques de notre zone d'étude sont indiqués dans le tableau suivant :

Tableau II.2 : Estimation des besoins moyens domestiques de la ville de Biskra

Horizon	2021 Actuel	2026 Court terme	2036 Moyen terme	2051 Long terme
Besoins domestiques en eau potable (m ³ /j)	37064.55	39850.5	46066.2	57253.95

II.2.2. Besoins d'équipements

Ce type de besoins désigne les besoins des administrations, commerces, industrie ainsi que les besoins touristiques dont le thermalisme qui représente l'activité touristique de la ville. Pour ce type de tourisme, le PNE prévoit pour la ville de Biskra un taux multiplicateur de 3%, comme population additionnelle par an.

La majoration de 50% proposée par le PNE pour la catégorie « Urbain supérieur » dont fait partie la ville de Biskra, sera retenue.

Tableau II.3 : Coefficients de majoration des équipements

Typologie de l'agglomération	Taux administration usages (%)	Taux commerce (%)	Taux artisanat et petite industrie (%)	Total (%)
Métropole 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

(Source : PNE)

L'ensemble des débits des équipements sera représenté par le tableau suivant :

Tableau II.4 : Estimation des débits moyens des équipements

Agglomération	Débit domestique (m ³ /j)	Coefficient de majoration (Équipement urbain supérieur)%	Coefficient de majoration (Activité touristique)%	Débit d'équipements (m ³ /j)
Biskra	57253.95	50	3	24584.54

II.2.3. Bilan des besoins moyens en eau

Le bilan de la consommation moyenne journalière de notre zone d'étude est donné par le tableau suivant :

Tableau II.5 : Tableau récapitulatif de la consommation moyenne journalière totale

Agglomération	Débit domestique (m ³ /j)	Débit d'équipements (m ³ /j)	Débit moyen journalier (m ³ /j)
Biskra	57253.95	24584.54	81838.49

A l'horizon 2051, les besoins moyens journaliers totaux de notre zone d'étude seront estimés à 81838.49 m³/j.

II.3. Coefficient d'irrégularité journalière maximal

C'est le rapport entre la consommation journalière maximale et moyenne, il indique de combien de fois la consommation maximale dépassera la moyenne de consommation. Ce coefficient varie entre 1.1 et 1.3

Il est donné par :

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

Avec :

- $Q_{\max,j}$: Consommation maximale journalière (m^3/j)
- $Q_{\text{moy},j}$: Consommation moyenne journalière (m^3/j)
- $K_{\max,j}$: Coefficient d'irrégularité journalière maximal $K_{\max,j} = [1.1-1.3]$

On prend $K_{\max,j} = 1.3$

II.3.1. Débit maximal journalier

Le débit maximal journalier est défini comme étant le débit d'une journée de l'année où la consommation est maximale, il est la base qui prédétermine le dimensionnement de l'ensemble des infrastructures hydrauliques, qu'il s'agisse des adductions (gravitaire ou par refoulement), des réseaux d'AEP, des capacités de stockage, ou des installations de pompage. Tel que :

$$Q_{\max,j} = K_{\max,j} \times Q_{\text{moy},j} \quad (\text{II-4})$$

D'où : $Q_{\max,j} = 1.3 \times Q_{\text{moy},j}$

Les résultats d'évaluation de la consommation maximale journalière de notre zone d'étude sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II.6 : Evaluation du débit maximal journalier

Agglomération	$Q_{\text{moy},i}$ (m^3/j)	$K_{\max,i}$	$Q_{\max,i}$ (m^3/j)
Biskra	81838.49	1.3	106390.04

II.4. Coefficient d'irrégularité journalière minimal

C'est le rapport entre la consommation journalière minimale et moyenne, il indique de combien de fois la consommation minimale est inférieure par rapport à la consommation moyenne. Ce coefficient varie entre 0.7 et 0.9

Il est donné par :

$$K_{\min,j} = \frac{Q_{\min,j}}{Q_{\text{moy},j}} \quad (\text{II-5})$$

Avec :

- $Q_{\min,j}$: Consommation minimale journalière (m^3/j)
- $Q_{\text{moy},j}$: Consommation moyenne journalière (m^3/j)
- $K_{\min,j}$: Coefficient d'irrégularité journalière minimal $K_{\min,j} = [0.7-0.9]$

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

II.4.1. Débit minimal journalier

C'est le débit du jour qui représente la plus faible consommation pendant l'année. Tel que :

$$Q_{\min,j} = K_{\min,j} \times Q_{\text{moy},j} \quad (\text{II-6})$$

D'où : $Q_{\min,j} = 0.8 \times Q_{\text{moy},j}$

Les résultats d'évaluation de la consommation minimale journalière de notre zone d'étude sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II.7 : Evaluation du débit minimal journalier

Agglomération	$Q_{\text{mov},i}$ (m ³ /j)	$K_{\text{min},i}$	$Q_{\text{min},i}$ (m ³ /j)
Biskra	81838.49	0.8	65470.79

II.5.Débit moyen horaire

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy},h} = \frac{Q_{\text{max},j}}{24} \quad (\text{II-7})$$

Avec :

- $Q_{\text{moy},h}$: Débit moyen horaire (m³/h)
- $Q_{\text{max},j}$: Débit maximal journalier (m³/j)

II.5.1.Débit maximal horaire :

Il est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{\text{max},h} = K_{\text{max},h} \times Q_{\text{moy},h} \quad (\text{II-8})$$

Avec :

- $K_{\text{max},h}$: Coefficient d'irrégularité maximale horaire
- $Q_{\text{moy},h}$: Débit moyen horaire (m³/h)

➤ Coefficient d'irrégularité maximale horaire

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

$$K_{\text{max},h} = \alpha_{\text{max}} \times \beta_{\text{max}} \quad (\text{II-9})$$

Avec :

- α_{max} : Coefficient tenant compte du développement industriel et des habitudes de la population .Il varie de 1.2 à 1.4. Pour notre cas on prend : $\alpha_{\text{max}} = 1.3$
- β_{max} : Coefficient lié étroitement à l'accroissement de la population. Le tableau suivant nous donne sa variation en fonction du nombre d'habitants :

Tableau II.8 : Variation de β_{max} en fonction du nombre d'habitants

Nombre d'habitants $\times 10^3$	1	1.5	2.5	4	6	10	20	30	100	300	1000
β_{max}	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.1	1.03	1

II.5.2.Débit minimal horaire

Il est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{\text{min},h} = K_{\text{min},h} \times Q_{\text{moy},h} \quad (\text{II-10})$$

Avec :

- $K_{\text{min},h}$: Coefficient d'irrégularité minimale horaire
- $Q_{\text{moy},h}$: Débit moyen horaire (m³/h)

➤ **Coefficient d'irrégularité minimale horaire**

Il permet de déterminer le débit minimal horaire. Tel que :

$$K_{\min,h} = \alpha_{\min} \times \beta_{\min} \quad (\text{II-11})$$

Avec :

- α_{\min} : Coefficient tenant compte du développement industriel et des habitudes de la population .Il varie de 0.4 à 0.6. Pour notre cas on prend : $\alpha_{\min} = 0.6$
- β_{\min} : Coefficient lié étroitement à l'accroissement de la population. Le tableau suivant nous donne sa variation en fonction du nombre d'habitants :

Tableau II.9 : Variation de β_{\min} en fonction du nombre d'habitants

Nombre d'habitants $\times 10^3$	1	1.5	2.5	4	6	10	20	30	100	300	1000
β_{\min}	0.1	0.1	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.6	0.7	0.83	1

Les calculs des débits max et min horaires sont représentés dans les tableaux suivant :

Tableau II.10 : Calcul des débits max horaires

Agglomération	Population en 2051	α_{\max}	β_{\max}	$K_{\max,h}$	$Q_{\text{moy},h}$ (m ³ /h)	$Q_{\max,h}$ (m ³ /h)
Biskra	381 693	1.3	1	1.3	4432.92	5762.8

Tableau II.11 : Calcul des débits min horaires

Agglomération	Population en 2051	α_{\min}	β_{\min}	$K_{\min,h}$	$Q_{\text{moy},h}$ (m ³ /h)	$Q_{\min,h}$ (m ³ /h)
Biskra	381 693	0.6	1	0.6	4432.92	2659.75

II.6.Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière. La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants dans l'annexe II.1 (régime de consommation des agglomérations).

Remarque

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

Le débit horaire est obtenu par la formule suivante :

$$Q_h = (C_h \% \times Q_{\max,j}) / 100 \quad (\text{II-12})$$

Avec :

- Q_h : Débit horaire nécessaire (m³/h)
- $C_h\%$: Pourcentage horaire

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

A l'horizon 2051 :

La population de notre zone d'étude sera estimée à 381 693 habitants, elle correspond donc à la quatrième colonne de répartition ($> 100\ 000$)

Les résultats de calcul de la variation de la consommation par heure sont donnés dans le tableau : **II.12**

Tableau II.12 : Variation des débits horaires de la ville de Biskra

Heures	$Q_{\max,j}=106390.04$ (m^3/j)		Consommation cumulée	
	$C_h\%$	Q_h (m^3/h)	$C_h\%$ cum	Q_h (m^3/h) cum
0-1	3.35	3564.07	3.35	3564.07
1-2	3.25	3457.68	6.6	7021.75
2-3	3.3	3510.87	9.9	10532.62
3-4	3.2	3404.48	13.1	13937.1
4-5	3.25	3457.68	16.35	17394.78
5-6	3.4	3617.26	19.75	21012.04
6-7	3.85	4096.02	23.60	25108.06
7-8	4.45	4734.36	28.05	29842.42
8-9	5.2	5532.28	33.25	35374.7
9-10	5.05	5372.7	38.30	40747.4
10-11	4.85	5159.92	43.15	45907.32
11-12	4.6	4893.94	47.75	50801.26
12-13	4.6	4893.94	52.35	55695.2
13-14	4.55	4840.75	56.90	60535.95
14-15	4.75	5053.53	61.65	65589.48
15-16	4.7	5000.33	66.35	70589.81
16-17	4.65	4947.14	71.00	75536.95
17-18	4.35	4627.97	75.35	80164.92
18-19	4.4	4681.16	79.75	84846.08
19-20	4.3	4574.77	84.05	89420.85
20-21	4.3	4574.77	88.35	93995.62
21-22	4.2	4468.38	92.55	98464
22-23	3.75	3989.62	96.30	102453.62
23-24	3.7	3936.43	100.00	106390.05

D'après le tableau, le débit de pointe de notre zone d'étude est : $Q_{\max,h} = 5532.28$ (m^3/h) qui survient entre 8h et 9h

Problématique

Pour définir la problématique de l'approvisionnement en eau potable de la ville de Biskra, commençons par l'estimation du déficit, qui représente l'écart entre la production existante et la demande en eau, pour les différents horizons, comme le montre le tableau ci-après :

Tableau II.13 : Tableau du déficit à combler à l'an 2051

Horizon	Besoins en eau à l'an 2051 en (m ³ /j)	Production en eau existante en (m ³ /j)	Déficit en (m ³ /j)
2021	62813.87	77155.2	-
2026	78806.47		1651.27
2036	90363.9		13208.7
2051	106390.04		29234.84

Sur le plan qualitatif, les eaux d'approvisionnement actuel sont de qualité médiocre. La salinité des eaux varie de 1 à 3 g/l suivant les forages, alors que la valeur maximale admissible selon les recommandations de l'OMS est de 1.5 g/l. En effet, à l'exception du champ captant Droh, qui lui, présente des salinités acceptables, le reste des forages ont une salinité très élevée, dont notre problématique. Un mélange avec des eaux plus douces est donc nécessaire pour ramener la salinité à des valeurs admissibles (inférieures à 1,5 g/l) qui sera le but de ce projet.

A l'horizon actuel, nous remarquons que la production en eau déjà existante couvre la totalité des besoins de la ville, alors qu'à court terme il y a un déficit de 1651.27 m³/j, à moyen terme un déficit de 13208.7 m³/j, et à l'horizon futur de calcul, nous remarquons un déficit de 29234.84 m³/j qui va être comblé par la mobilisation d'un débit de 11.6 millions de m³/an à partir du barrage Koudiat Medaouar.

Conclusion

Notre zone d'étude est alimentée par des forages avec un débit de 77155.2 (m³/j) qui ne pourra pas combler les besoins en eau à l'horizon du projet 2051 estimées à 106390.04 (m³/j). C'est pour cela, en termes de modalités d'approvisionnement en eau pour la ville, l'option retenue est celle qui assure une qualité de l'eau distribuée de l'ordre de 1,5 g/l.

Les besoins de la ville seront assurés par :

- 11 400 m³/j (4,2 millions m³/an) à partir du champ captant Droh de salinité 1 g/l,
- 8,7 millions de m³/an à 2,4 g/l à partir des champs captant existants (28% des ressources actuelles disponibles)
- 11,6 millions de m³/an à partir du barrage Koudiat Medaouar issus du système Beni Haroun de salinité maximale égale à 1g/l.

Cette solution minimise les volumes à transférer à partir du barrage Koudiat Medaouar tout en garantissant une qualité d'eau admissible. D'autre part, elle présente un impact moindre sur les allocations en eau déjà programmées.

CHAPITRE III: ETUDE D'ADDUCTION

Chapitre III : Etude de l'adduction

Introduction

Après l'estimation des besoins en eau potable de notre zone d'étude, et dans le but de transférer ces besoins depuis le barrage koudiat Medouar vers la ville de Biskra, nous avons à aborder l'étude d'adduction. Cette dernière étant définie comme le transport de l'eau depuis le point de captage jusqu'au point d'accumulation, elle peut être gravitaire, par pompage ou mixte.

III.1.Types d'adduction [1]

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

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

III.1.1. Adduction gravitaire

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

III.1.2. Adduction par refoulement

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

III.1.3. Adduction mixte

Rencontrée lorsque la configuration du site nous impose l'installation d'un ouvrage intermédiaire appelé réservoir tampon, recevant l'eau gravitairement (ou par refoulement), et que cette eau est par la suite refoulée (ou envoyée gravitairement) vers le réservoir de distribution de l'agglomération.

III.2.Adduction et types d'écoulement [2]

On distingue deux types d'écoulement :

III.2.1. Ecoulement à surface libre

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

III.2.2. Ecoulement en charge

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

III.3. Choix du tracé

Le tracé de la conduite de transfert est choisi en se basant sur le résultat de l'étude des variantes et des reconnaissances de terrain. La majeure partie du tracé longe les routes et chemins existants. Les critères de recherche de tracé sont principalement :

- Il est important de chercher un profil en long aussi régulier que possible ;
- En raison d'économie, le tracé doit être le plus court que possible ;
- Eviter les contres pentes, qui peuvent donner lieu, aux points hauts, à des cantonnements d'air plus ou moins difficiles à évacuer ;
- Eviter les traversées d'Oueds, les routes, les voies ferrées et les terrains trop accidentés ou rocheux autant que possible ;
- Le tracé en plan tient compte de la réalisation du profil en long idéal, avec des coudes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes ;
- Choisir un terrain stable le long du tracé ;
- Il est préférable de suivre les accotements des routes pour faciliter les travaux et les acheminements de matériaux.

Description du tracé de l'adduction

L'analyse des contraintes dans la zone d'étude a conduit à identifier la variante de tracé. Ce dernier correspond à une adduction mixte de longueur totale d'environ 148 km. Il commence de la station de pompage SP1 à implanter au niveau de la station de traitement située à proximité du barrage Koudiat Medouar, il longe ensuite la route nationale RN87 où il franchit cette route jusqu'à la localité Ouyoun El Assafir pour la contourner jusqu'à la station de reprise SP2.

Ladite station de reprise SP2 sera implantée à la cote 1112 m NGA au nord de la brigade de gendarmerie nationale de Sidi Manser (Ouyoun El Assafir) pour refouler l'eau jusqu'au réservoir tampon à construire à la cote 1253 m NGA, à droite de la route nationale RN88 menant vers Batna.

A partir du réservoir tampon, le tracé longe la route nationale RN31 en passant au nord de la localité Tazoult puis contourne la ville de Batna pour passer au Sud. A la sortie de la ville de Batna, il traverse la route nationale R31 pour longer la rive droite du chemin de fer. Il passe au nord de la localité Oued Chaaba, puis il continue en parallèle avec le chemin de fer jusqu'à la cote 1023 m NGA.

Ensuite, le tracé s'éloigne au nord-ouest pour contourner la gare ferroviaire puis rejoint la route nationale RN3 au centre-ville de Ain Touta jusqu'à la cote 810 m NGA.

Arrivant à l'entrée de la ville d'El Kantara, le tracé contourne la ville en passant au Nord-Ouest. Ce contournement est imposé par l'obstacle montagneux, l'emprise insuffisante et pour éviter d'endommager les ponts monuments de la ville.

Arrivant à la cote 566 m NGA, le tracé converge pour rejoindre la rive droite de la route nationale RN3 en aval de la ville d'El Kantara.

Par la suite, le tracé traverse la localité Manbaa El Ghozlene jusqu'à la cote 362 m NGA.

Le tracé longera la route nationale RN3 du côté droit, jusqu'à la localité d'El Outaya, il traverse cette dernière et rejoint la route nationale RN3 au sud de la localité jusqu'au réservoir de Biskra projeté au nord de la ville.

Les terrains traversés sont des terrains particuliers dont la topographie est peu accidentée à l'exception des traversées d'oueds.

Ce tracé traverse plusieurs obstacles de différentes natures à savoir des traversées d'oued (4), des franchissements de routes (12) et de voie ferrée (4) et des croisements avec des Gazoducs (2). (Voire planche n°01)

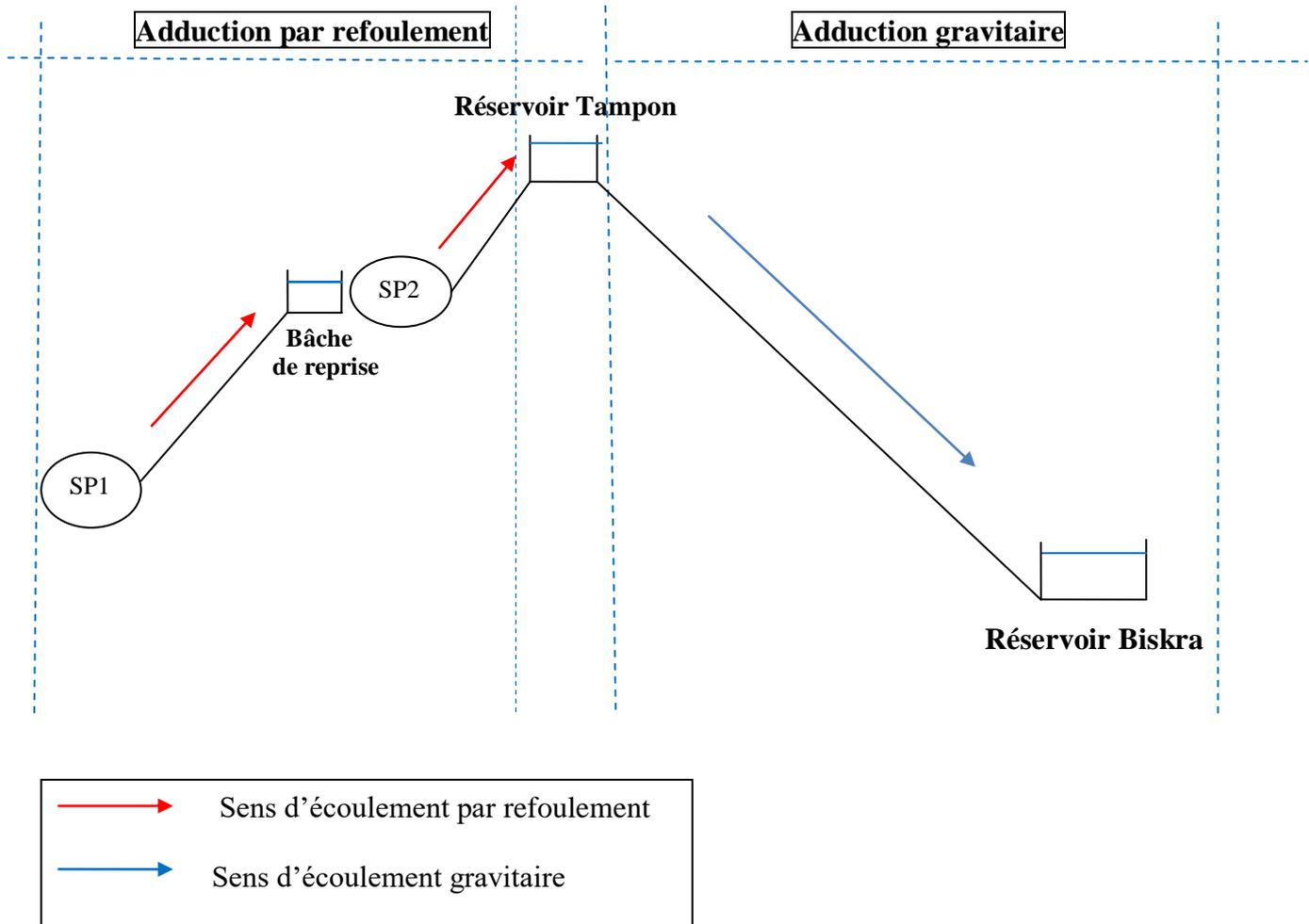


Figure III.1: Répartition schématique de l'adduction mixte

III.4. Choix du matériau de la conduite

Le choix du type de matériau pour l'établissement des conduites représente une des options fondamentales du projet, il dépend essentiellement de leurs aspects techniques et économiques.

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

- Diamètre ;
- Pressions supportées ;

- Les conditions d'installations ;
- Les revêtements ;
- La disponibilité ;
- Du prix unitaire ;
- Du type de sol.

Dans les « gros » diamètres et les pressions supérieures à 10 bars, trois types de matériaux sont utilisés : l'acier, le béton, la fonte. Pour les conduites de distribution on peut rajouter le PEHD (polyéthylène à haute densité) et le PVC (polychlorure de vinyle non plastifié).

➤ **Fonte**

La fonte est un matériau noble apte à prendre en charge les grandes pressions, il n'est pas sensible à la corrosion et sa pose se fait sans grande contrainte, néanmoins elle nécessite beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite.

➤ **Acier**

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

➤ **PEHD**

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

➤ **PVC**

Le PVC résiste bien à la corrosion et il présente une forte inertie électrique.

➤ **PRV**

Les conduites en PRV (polyester renforcé en fibre de verre), composées de résine de polyester, de fibre de verre et de sable, ont un faible coefficient de rugosité et de dilatation ; ils représentent une bonne résistance au gel et aux températures élevées.

→ Le matériau maintenu pour la conduite de transfert de notre projet sera **la fonte ductile** capable de supporter des pressions allant jusqu'à 25 bars. Ces tuyaux présentent un comportement à mi-chemin entre celui des matériaux flexibles et celui des matériaux rigides. Ses caractéristiques mécaniques peuvent profiter des avantages des deux types. La fonte ductile est un matériau malléable. Lorsqu'elle est soumise à des contraintes excessives ponctuelles, par des facteurs intérieurs ou extérieurs, elle se déforme au lieu de se rompre. Grâce à leur coefficient de sécurité élevé, les conduites en fonte ductile supportent aussi des contraintes telles que les affaissements ou les glissements de terrain, un fort trafic routier ou encore l'influence de l'eau.

Les conduites à poser, seront en fonte ductile. Elles sont caractérisées par leur résistance mécanique, l'étanchéité de leurs joints, la facilité des interventions et leur longue durée de vie.

III.5. Calcul hydraulique [1] [3]

Notre projet représente une adduction mixte, le calcul hydraulique comprend des tronçons par refoulement puis des tronçons gravitaires.

III.5.1. Cas gravitaire

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

$$\Delta H_t = \frac{K' \times L_e \times Q^\beta}{D_{av}^m} \quad \text{(III -1)}$$

Avec :

- ΔH_t : Perte de charge totale (m)
- K' : Coefficient de perte de charge
- Q : Débit véhiculé par la conduite (m³/s)
- β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement
- D_{av} : Diamètre avantageux calculé de la conduite (m)
- m : Exposant tenant compte du type du matériau
- L_e : Longueur équivalente de la conduite en (m) :

$$L_e = L_g + L_{e_e} \quad \text{(III -2)}$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m)

L_{e_e} : Longueur équivalente des pertes de charges singulières (m)

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

$$\Delta H_t = 1.10 \times \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_e = 1.10 \times L_g \quad \text{(III -3)}$$

ΔH_p^{lin} : Perte de charge linéaire (m)

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

Tableau III.1: Coefficient K' , m et β pour différents type du tuyau

Tuyau	K'	m	β
Acier et fonte	0,00179 – 0,001735	5,1 – 5,3	1,9 – 2
Plastique	0,001052	4,772	2

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' \times L_e \times Q^\beta}{\Delta H_t}} \quad \text{(III -4)}$$

On opte pour des conduites en fonte et on prend :

$$K' = 0,001735 ; \beta = 2 ; m = 5,3$$

➤ **La vitesse d'écoulement**

Dans le cas des adductions, afin de remédier aux phénomènes transitoires dans les conduites et d'assurer une meilleure sécurité de fonctionnement, la vitesse maximale sera limitée à 2 m/s, et afin d'éviter les phénomènes de dépôt et d'assurer un auto-curage continu des conduites, la vitesse minimale d'écoulement doit être supérieure ou égale à 0,5 m/s.

La vitesse optimale de l'écoulement varie donc de 0,5 à 2 m/s.

On détermine la vitesse d'écoulement dans la conduite gravitaire moyennant l'équation de continuité :

$$Q = V \times S \Rightarrow Q = V \times \frac{\pi \times D^2}{4} \quad \text{Ainsi : } V = \frac{4 \times Q}{\pi \times D^2} \quad \text{(III -5)}$$

Avec :

- **Q** : Débit véhiculé par la conduite (m³/s)
- **S** : Section de la canalisation (m²)
- **V** : vitesse d'écoulement (m/s)
- **D** : diamètre de la conduite (m)

III.5.2. Cas de refoulement

Au début des diamètres approximatifs des conduites de refoulement, moyennant les deux formules approchées suivantes :

➤ Formule de BRESS : $D_{éc} = 1.5 \times \sqrt{Q}$ (III -6)

➤ Formule de BONNIN : $D_{éc} = \sqrt{Q}$ (III -7)

$D_{éc}$: diamètre économique de la conduite (m)

Remarque : les formules de Bresse et Bonnin sont valables pour les petits projets.

• **Détermination du diamètre économique**

Dans cette méthode on considère plusieurs diamètres (généralement une gamme de diamètres normalisés au voisinage du diamètre approximatif et économique calculé), et on calcule d'une part les dépenses tenant compte de l'amortissement de la conduite et d'autre part, les frais d'exploitations. On pourra ainsi tracer une courbe d'optimisation.

III.5.2.1. Calcul de la hauteur manométrique totale

La hauteur manométrique totale sera calculée par la formule suivante :

$$HMT = H_g + \sum \Delta h \quad \text{(III -8)}$$

Avec:

- **H_g**: Différence de niveau entre le plan d'aspiration et le plan de refoulement (m)
- **∑ Δh**: Somme des pertes de charges linéaires et singulières (m)
les pertes de charge singulières étant estimées à **10%** des pertes de charge linéaires, d'où :

$$\sum \Delta h = 1.1 \times \Delta h_p^{lin} \quad \text{(III -9)}$$

Δh_p^{lin} : Perte de charge linéaire (m)

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{\pi^2 \times g \times D^5} \quad \text{(Formule de DARCY-WEISBAKH)} \quad \text{(III -10)}$$

g: Accélération de la pesanteur (m/s²)

Q : Débit à refouler (m³/s)

L : Longueur géométrique de la conduite (m)

λ : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement. Il est obtenu par la formule de Nikuradzé suivante :

$$\lambda = (1.14 - 0.86Ln \frac{k_s}{D})^{-2} \quad \text{(III -11)}$$

k_s : Rugosité absolue de la conduite

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

$$k_s = k_0 + \alpha T \quad \text{(III -12)}$$

Avec :

- k_0 : rugosité absolue des tuyaux neufs, égale à 0,8 mm
- α : Vieillessement déterminé à partir de l'abaque de « PETER- LAMONT »
 $\alpha = 0,02$ mm/an
- T : temps de service, T= 30 ans

Alors : $k_s = 0,8 + 0,02 \times 30 = 1,4$ mm

III.5.2.2. Calcul de la puissance absorbée par la pompe

C'est la puissance fournie la pompe, définit comme suit :

$$P = \frac{\rho \times g \times HMT \times Q}{\eta} \quad \text{(III -13)}$$

Avec :

- P : Puissance absorbée par la pompe (W)
- g : Accélération de la pesanteur (m/s²)
- ρ : Masse volumique de l'eau (Kg/m³)
- HMT : Hauteur manométrique totale (m)
- Q : Débit à refouler (m³/s)
- η : Rendement global de la pompe (80.15% pour SP1 et 81.3% pour SP2)

III.5.2.3. Calcul de l'énergie consommée par le pompage

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

$$E = P \times t \times 365 \quad \text{(III -14)}$$

Avec :

- E : énergie consommée pendant une année (Kwh) ;
- P : puissance de pompage (Kw) ;
- t : temps de pompage par jour (h). Dans notre cas t=20 h.

III.5.2.4. Frais d'exploitation

Les frais d'exploitations sont définis par la formule suivante :

$$F_{ex} = E \times e \quad \text{(DA)} \quad \text{(III -15)}$$

Avec :

- E : énergie consommée par la pompe par année (Kwh)
- e : prix unitaire d'un Kwh, varie trois fois par jour

Tableau III.2 : Variation journalière des tarifs de l'énergie.

Période	Horaires	Nombre d'heures (h)	Prix du Kwh d'énergie (DA)
Heures pleines	6 à 17h et 21 à 22h30	12.5	1.6147
Heures de pointes	17 à 21h	4	7.2668
Heures creuses	22h30 à 6 h	7.5	0.8533

Source : SONELGAZ

Vu la variation journalière des tarifs du Kwh d'énergie, on recommande un régime de fonctionnement des stations de 20h/24h avec arrêt lors des heures de pointes pendant lesquelles l'énergie électrique est plus chère.

Le prix moyen du Kwh pendant 24 heures est tel que :

$$e = \frac{0,8533 \times 7,5 + 1,6147 \times 12,5 + 7,2668 \times 4}{24} \Rightarrow e = 2.32 \text{ DA}$$

III.5.2.5. Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sont donnés par la formule suivante :

$$F_{am} = P_{rc} \times A \text{ (DA)} \quad \text{(III -16)}$$

Avec :

- P_{rc} : prix de la conduite en (DA)
- A : Amortissement annuel. Il est donné par la formule suivante :

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

Avec :

- i : Taux d'annuité, $i = 8\%$
- n : Nombre d'années d'amortissement, $n = 30$ ans.

$$AN : A = \frac{0.08}{(0.08+1)^{30}-1} + 0.08 \Rightarrow A = 0,0888$$

III.6. Dimensionnement de l'adduction

III.6.1. Dimensionnement de l'adduction par refoulement

III.6.1.1. Tronçon 1 : SP1 vers la bache de reprise

Ce tronçon relie la station de pompage SP1 et la bache de reprise, il s'étale sur une longueur de 14.356 km, son dimensionnement se base sur un calcul économique. Tel que :

- $Q = 1.23 \text{ m}^3/\text{s}$
- $L = 14 \text{ 356 m}$
- $H_g = \text{côte du trop-plein de la bache de reprise de SP2} - \text{côte d'aspiration du réservoir d'eau traitée de SP1}$
 $H_g = 1124.6 - 997.6 = 127 \text{ m}$

➤ Calcul du diamètre économique

Le calcul du diamètre économique approximatif se fait à base de la formule de

$$\text{BONNIN : } D_{éc} = \sqrt[3]{Q} = \sqrt[3]{1.23} = 1.1 \text{ m} \text{ Donc : } D_{éc} = 1100 \text{ mm}$$

➤ Calcul des frais d'exploitation

Les frais d'exploitations sont calculés sur la base de l'énergie électrique consommée lors du pompage et ce pour la gamme de diamètres obtenue.

On calcule les hauteurs manométriques totales correspondant aux différents diamètres :

Tableau III.3 : Calcul de la HMT pour le tronçon 1 : SP1-Bâche de reprise

D (mm)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	λ	L _g (m)	Δh_p^{lin} (m)	ΔH_t (m)	H _g (m)	HMT (m)
300	1.23	17.4	0,0302	14 356	22303.12	24533.43	127	24660.43
400	1.23	9.79	0,0277	14 356	4854.5	5339.95	127	5466.95
500	1.23	6.26	0,0261	14 356	1498.84	1648.72	127	1775 .72
600	1.23	4.35	0,0248	14 356	572.35	629.59	127	756.59
700	1.23	3.2	0,0238	14 356	254.13	279.54	127	406.54
800	1.23	2.45	0,0230	14 356	125.96	138.57	127	265.57
900	1.23	1.93	0,0223	14 356	67.77	74.55	127	201.55
1000	1.23	1.57	0,0217	14 356	38.94	42.83	127	169.83
1100	1.23	1.29	0,0212	14 356	23.62	25.98	127	152.98
1200	1.23	1.09	0,0207	14 356	14.93	16.42	127	143.42
1300	1.23	0.93	0,0203	14 356	9.81	10.79	127	137.79
1400	1.23	0.8	0,0199	14 356	6.64	7.30	127	134.3

Les dépenses d'exploitations correspondantes aux différents diamètres sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau III.4 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon 1 :SP1-Bâche de reprise

D (mm)	Q (m ³ /s)	HMT (m)	P (Kw)	Prix unitaire (DA)	E (Kwh)	F _{exploitation} (DA)
300	1.23	24660.43	371254.08	2.32	2710154784	6287559099
400	1.23	5466.95	82303.01	2.32	600811973	1393883777
500	1.23	1775 .72	26732.84	2.32	195149732	452747378.2
600	1.23	756.59	11390.20	2.32	83148460	192904427.2
700	1.23	406.54	6120.32	2.32	44678336	103653739.5
800	1.23	265.57	3998.06	2.32	29185838	67711144.16
900	1.23	201.55	3034.26	2.32	22150098	51388227.36
1000	1.23	169.83	2556.73	2.32	18664129	43300779.28
1100	1.23	152.98	2303.06	2.32	16812338	39004624.16
1200	1.23	143.42	2159.14	2.32	15761722	36567195.04
1300	1.23	137.79	2074.38	2.32	15142974	35131699.68
1400	1.23	134.3	2021.84	2.32	14759432	34241882.24

➤ **Calcul des frais d'investissement**

Tableau III.5 : Calcul des frais d'investissement du tronçon 1 :SP1-Bâche de reprise

D (mm)	Prix du ml (DA)	L _g (m)	Prix total (DA)	Annuité (DA)	F _{amortissement} (DA)	F _{investissement} (DA)
300	12336,05	14 356	177096333.8	0,0888	15726154.44	192822488.2
400	14910,06	14 356	214048821.4	0,0888	19007535.34	233056356.7
500	17885,15	14 356	256759213.4	0,0888	22800218.15	279559431.6
600	22831,78	14 356	327773033.7	0,0888	29106245.39	356879279.1
700	27777,32	14 356	398771205.9	0,0888	35410883.08	434182089
800	31722,86	14 356	455413378.2	0,0888	40440707.98	495854086.2
900	35668,40	14 356	512055550.4	0,0888	45470532.88	557526083.3
1000	39613,94	14 356	568697722.6	0,0888	50500357.77	619198080.4
1100	43553,50	14 356	625254046	0,0888	55522559.28	680776605.3
1200	47498,50	14 356	681888466	0,0888	60551695.78	742440161.8
1300	51443,50	14 356	738522886	0,0888	65580832.28	804103718.3
1400	55388,50	14 356	795157306	0,0888	70609968.77	865767274.8

➤ **Bilan des coûts (Exploitation – Investissement)**

Après avoir calculé les frais d'exploitation et d'investissement on va faire la somme de ces frais pour calculer le bilan total des coûts et on aura ainsi une courbe d'optimisation par laquelle on va tirer le diamètre le plus économique pour notre projet.

Tableau III.6 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement du tronçon 1 : SP1-Bâche de reprise

D (mm)	F _{exploitation} (DA)	F _{investissement} (DA)	Bilan (DA)
300	6287559099	192822488.2	6480381587
400	1393883777	233056356.7	1626940134
500	452747378.2	279559431.6	732306809.8
600	192904427.2	356879279.1	549783706.3
700	103653739.5	434182089	537835828.5
800	67711144.16	495854086.2	563565230.4
900	51388227.36	557526083.3	608914310.7
1000	43300779.28	619198080.4	662498859.7
1100	39004624.16	680776605.3	719781229.5
1200	36567195.04	742440161.8	779007356.8
1300	35131699.68	804103718.3	839235418
1400	34241882.24	865767274.8	900009157

Les résultats de ce tableau sont représentés dans la figure suivante :

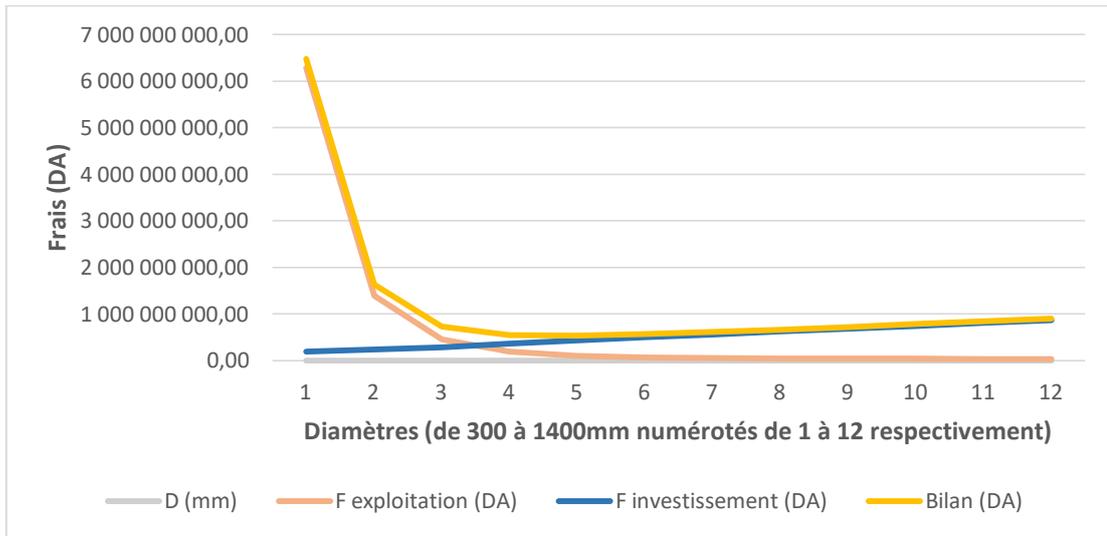


Figure III.2 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement du tronçon 1

D'après la courbe d'optimisation le diamètre économique du tronçon 1 de refoulement SP1-Bâche de reprise est de 600mm mais la vitesse d'écoulement pour ce diamètre est supérieure à 2m/s (Pareil pour les diamètres 500, 700 et 800mm) on opte alors pour un diamètre économique égale à **900mm** avec une vitesse d'écoulement de **1.93 m/s**

III.6.1.2. Tronçon 2 : SP2 vers le réservoir tampon de Batna

Ce tronçon relie la station de pompage SP2 qui refoule l'eau (depuis la bâche de reprise se trouvant dans le même site) vers le réservoir tampon de Batna, il s'étale sur une longueur de 9.411 km, son dimensionnement se base sur un calcul économique. Tel que :

- $Q=1.23 \text{ m}^3/\text{s}$
- $L=9411 \text{ m}$
- $H_g = \text{côte du trop-plein du réservoir tampon} - \text{côte d'aspiration de la bâche de reprise de SP2}$
 $H_g = 1261.7 - 1120 = 141.7 \text{ m}$

➤ Calcul du diamètre économique

Le calcul du diamètre économique approximatif se fait à base de la formule de BONNIN : $D_{éc} = \sqrt[3]{Q} = \sqrt[3]{1.23} = 1.1 \text{ m}$ Donc : $D_{éc} = 1100 \text{ mm}$

➤ Calcul des frais d'exploitation

Les frais d'exploitations sont calculés sur la base de l'énergie électrique consommée lors du pompage et ce pour la gamme de diamètres obtenue.

On calcule les hauteurs manométriques totales correspondant aux différents diamètres :

Tableau III.7 : Calcul de la HMT pour le tronçon 2 : SP2-Réservoir tampon

D (mm)	Q (m³/s)	V (m/s)	λ	L_g (m)	Δh_p^{lin} (m)	ΔH_t (m)	H_g (m)	HMT (m)
300	1.23	17.4	0,0302	9411	14620.69	16082.76	141.7	16224.46
400	1.23	9.79	0,0277	9411	3182.34	3500.57	141.7	3642.27
500	1.23	6.26	0,0261	9411	982.57	1080.83	141.7	1222.53
600	1.23	4.35	0,0248	9411	375.20	412.72	141.7	554.42
700	1.23	3.2	0,0238	9411	166.59	183.25	141.7	324.95
800	1.23	2.45	0,0230	9411	82.57	90.83	141.7	232.53
900	1.23	1.93	0,0223	9411	44.43	48.87	141.7	190.57
1000	1.23	1.57	0,0217	9411	25.53	28.08	141.7	169.78
1100	1.23	1.29	0,0212	9411	15.49	17.04	141.7	158.74
1200	1.23	1.09	0,0207	9411	9.79	10.77	141.7	152.47
1300	1.23	0.93	0,0203	9411	6.4	7.04	141.7	148.74
1400	1.23	0.8	0,0199	9411	4.35	4.79	141.7	146.49

Les dépenses d'exploitations correspondantes aux différents diamètres sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau III.8 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon 2 :SP2-Réservoir Tampon

D (mm)	Q (m³/s)	HMT (m)	P (Kw)	Prix unitaire (DA)	E (Kwh)	F_{exploitation} (DA)
300	1.23	16224.46	240798.53	2.32	1757829269	4078163904
400	1.23	3642.27	54057.47	2.32	394619531	915517311.9
500	1.23	1222.53	18144.42	2.32	132454266	307293897.1
600	1.23	554.42	8228.53	2.32	60068269	139358384.1
700	1.23	324.95	4822.81	2.32	35206513	81679110.16
800	1.23	232.53	3451.14	2.32	25193329.3	58448523.98
900	1.23	190.57	2828.38	2.32	20647174	47901443.68
1000	1.23	169.78	2519.82	2.32	18394686	42675671.52
1100	1.23	158.74	2355.97	2.32	17198581	39900707.92
1200	1.23	152.47	2262.91	2.32	16519243	38324643.76
1300	1.23	148.74	2207.55	2.32	16115115	37387066.8
1400	1.23	146.49	2174.16	2.32	15871368	36821573.76

➤ **Calcul des frais d'investissement**

Tableau III.9 : Calcul des frais d'investissement du tronçon 2 :SP2-Réservoir tampon

D (mm)	Prix du ml (DA)	L _g (m)	Prix total (DA)	Annuité (DA)	F _{amortissement} (DA)	F _{investissement} (DA)
300	12336,05	9411	116094566.6	0,0888	10309197.51	126403764.1
400	14910,06	9411	140318574.7	0,0888	12460289.43	152778864.1
500	17885,15	9411	168317146.7	0,0888	14946562.63	183263709.3
600	22831,78	9411	214869881.6	0,0888	19080445.49	233950327.1
700	27777,32	9411	261412358.5	0,0888	23213417.43	284625775.9
800	31722,86	9411	298543835.5	0,0888	26510692.59	325054528.1
900	35668,40	9411	335675312.4	0,0888	29807967.74	365483280.1
1000	39613,94	9411	372806789.3	0,0888	33105242.89	405912032.2
1100	43553,50	9411	409881988.5	0,0888	36397520.58	446279509.1
1200	47498,50	9411	447008383.5	0,0888	39694344.45	486702728
1300	51443,50	9411	484134778.5	0,0888	42991168.33	527125946.8
1400	55388,50	9411	521261173.5	0,0888	46287992.21	567549165.7

➤ **Bilan des coûts (Exploitation – Investissement)**

Après avoir calculé les frais d'exploitation et d'investissement on va faire la somme de ces frais pour calculer le bilan total des coûts et on aura ainsi une courbe d'optimisation par laquelle on va tirer le diamètre le plus économique pour notre projet.

Tableau III.10 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement du tronçon 2 :SP2-Réservoir tampon

D (mm)	F _{exploitation} (DA)	F _{investissement} (DA)	Bilan (DA)
300	4078163904	126403764.1	4204567668
400	915517311.9	152778864.1	1068296176
500	307293897.1	183263709.3	490557606.4
600	139358384.1	233950327.1	373308711.2
700	81679110.16	284625775.9	366304886.1
800	58448523.98	325054528.1	383503052.1
900	47901443.68	365483280.1	413384723.8
1000	42675671.52	405912032.2	448587703.7
1100	39900707.92	446279509.1	486180217
1200	38324643.76	486702728	525027371.8
1300	37387066.8	527125946.8	564513013.6
1400	36821573.76	567549165.7	604370739.5

Les résultats de ce tableau sont représentés dans la figure suivante :

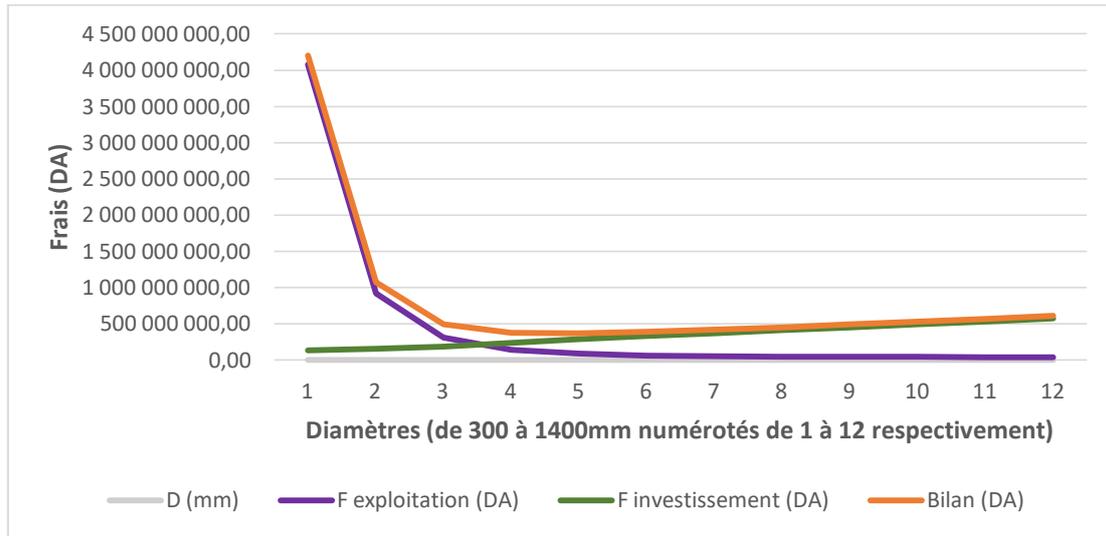


Figure III.3 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement du tronçon 2

D'après la courbe d'optimisation le diamètre économique du tronçon 2 de refoulement SP2- Réservoir tampon est de 600 mm , mais la vitesse d'écoulement pour ce diamètre est supérieure à 2m/s (Pareil pour les diamètres 500, 700 et 800mm) on opte alors pour un diamètre économique égale à **900mm**, comme pour le tronçon 1, avec une vitesse d'écoulement de **1.93 m/s**

- Alors le **diamètre économique de la conduite de refoulement pour les deux tronçons est : $D_{éc}=900\text{mm}$**

III.6.2. Dimensionnement de l'adduction gravitaire

II.6.2.1. Calcul de la charge disponible entre le réservoir tampon (RT) et le point le plus défavorable (Réservoir Biskra) :

$$\Delta H_d = C_{Rad.T} - C_{TP.R BISKRA} \quad \text{(III -18)}$$

Avec :

- ΔH_d : la charge disponible (m)
- $C_{Rad.T}$: la côte du radier du réservoir tampon (m)
- $C_{TP.R BISKRA}$: la côte du trop-plein du réservoir Biskra (m)

$$\Delta H_d = 1254.5 - 280 = 974.5 \text{ m}$$

III.6.2.2. Calcul du gradient hydraulique I

La longueur géométrique du tronçon réservoir tampon- réservoir Biskra est : $L_g = 123294 \text{ m}$

La longueur équivalente est donnée par : $L_e = 1,10 \times L_g \Rightarrow L_e : 135623.4 \text{ m}$

Le gradient hydraulique est :

$$I = \frac{\Delta H_d}{L_e} = \frac{974.5}{135623.4} = 0.0072 \text{ m/m}$$

III.6.2.3.Détermination du diamètre :

$$I = \frac{\Delta H}{L_e} = \frac{K' \times Q^\beta}{D_{av}^m} \Rightarrow D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' \times Q^\beta}{I}}$$

Sachant que:

- $K' = 0,001735$;
- $\beta = 2$;
- $m = 5,3$

Tableau III.11 : Diamètre avantageux du tronçon gravitaire Réservoir tampon-réservoir Biskra

Tronçon	Lg (m)	Le (m)	Q (m ³ /s)	ΔH_d (m)	$\Delta H = I \times L_e$ (m)	D (m)	DN (mm)	V (m/s)
Réservoir tampon (RT)- Réservoir Biskra	123294	135623.4	1.23	974.5	976.49	0.827	900	1.93

→ La vitesse d'écoulement pour le tronçon gravitaire Réservoir tampon-Réservoir Biskra est optimale $V=1.93$ m/s (entre 0.5 m/s et 2 m/s), alors ce tronçon sera dimensionné avec un diamètre de 900 mm

III.6.2.4.Détermination des pertes de charges :

Les pertes de charge totales sont données par la formule suivante :

$$\Delta H = 1.1 \times \lambda \times \frac{x}{D} \times \frac{V^2}{2 \times g} \tag{III -19}$$

Avec :

- ΔH : Pertes de charge (m)
- λ : Coefficient de frottement ; $\lambda=0.0223$
- x : Longueur (m)
- D : Diamètre de la conduite ; $D=900$ mm
- V : Vitesse d'écoulement ; $V=1.93$ m/s

On considère les nœuds (1 à 18) le long de la conduite gravitaire et on calcule les pertes de charge :

Tableau III.12.Détermination des pertes de charges dans la conduite gravitaire

Tronçon	x (m)	ΔH (m)
RT-1	4137.15	21.4
1-2	8511.05	44.04
2-3	752.45	3.89
3-4	1987.67	10.29
4-5	18450.26	95.47
5-6	17241.57	89.22
6-7	1339.38	6.93
7-8	4884.65	25.28
8-9	2619.81	13.56
9-10	1321.88	6.84
10-11	3028.9	15.67
11-12	3218.81	16.66
12-13	2185.91	11.31
13-14	10539.22	54.53
14-15	1113.73	5.76
15-16	6678.74	34.6
16-17	6820.01	35.29
17-18	19754.84	102.22
18-R .Biskra	2369.41	12.26

III.6.2.5.Détermination des côtes piézométriques et des pressions :

$$C_{p(i+1)} = C_{pi} + \Delta H_{(i+1)-i} \quad \text{(III -20)}$$

Avec:

- $C_{p(i+1)}$: côte piézométrique au point (i+1)
- C_{pi} : côte piézométrique au point (i)
- $\Delta H_{(i+1)-i}$: la perte de charge du point (i+1) au point (i)

$$P = C_p - C_T \quad \text{(III -21)}$$

Avec :

- P : Pression (m) ou (bars)
- C_p : côte piézométrique (m)
- C_T : côte du terrain (m)

Tableau III.13 : Détermination des côtes piézométriques et des pressions

Nœud	ΔH (m)	C_P (m)	C_T (m)	P (m)	P (bars)
1	21.4	1236.6	1165.73	70.87	7.087
2	44.04	1192.56	1095	97.56	9.756
3	3.89	1188.67	1132	56.67	5.667
4	10.29	1178.38	1080	98.38	9.838
5	95.47	1082.91	1015	67.91	6.791
6	89.22	993.69	860	133.69	13.369
7	6.93	986.76	899.76	87	8.7
8	25.28	961.48	815	146.48	14.648
9	13.56	947.92	725	222.92	22.292
10	6.84	941.08	625	316.08	31.608
11	15.67	925.41	665	260.41	26.041
12	16.66	908.75	624	284.75	28.475
13	11.31	897.44	525	372.44	37.244
14	54.53	842.91	427	415.91	41.591
15	5.76	837.15	468.24	368.91	36.891
16	34.6	802.55	376.01	426.54	42.654
17	35.29	767.26	321.6	445.66	44.566
18	102.22	665.04	190	475.04	47.504
R.Biskra	12.26	652.78	275	377.78	37.778

- Les résultats de calcul des pressions et l'étude de la ligne piézométrique (Voire la planche n°4) nécessite de projeter la construction de brises -charge afin de rabattre ces charges très élevées qui dépassent les valeurs admissibles (PN25 pour la fonte). La topographie du terrain a permis d'identifier quatre sites potentiels pour construire et équiper des brises charge (BC) en ligne (BC1, BC2, BC3 et BC4). (Voire chapitre VI)

Conclusion

D'après les résultats obtenus de ce chapitre, le transfert étudié de notre projet sera représenté par une adduction mixte (refoulement-gravitaire) et ceci par le biais des conduites en fonte ductile de diamètre 900mm le long de tous les tronçons de l'adduction.

Ce chapitre a permis donc de faire le dimensionnement de notre adduction et cela grâce à une étude technico-économique.

CHAPITRE IV: ETUDE DU STOCKAGE

Chapitre IV: Etude du stockage

Introduction

Dans le processus du transfert des quantités d'eau potable nécessaires à notre zone d'étude, il est primordial d'établir une étude de stockage en déterminant la capacité et les dimensions des réservoirs, ces derniers assurant plusieurs fonctionnalités et jouant un rôle intermédiaire entre le réseau d'adduction et celui de distribution.

IV.1. Définition d'un réservoir

C'est un ouvrage hydrotechnique dont son rôle primordial est de stocker les eaux en excès pendant les heures de faible consommation pour les restituer aux heures de pointe. Ce rôle a sensiblement changé au cours du temps, ce qui a traduit aux réservoirs la multitude de fonctions.

IV.2. Fonctions des réservoirs

On peut les classer en :

IV.2.1. Fonctions techniques

- Régulation des débits et pressions
- Sécurité d'approvisionnement
- Simplification de l'exploitation
- Réacteur participant au traitement
- 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
- Les réservoirs sont appelé également réservoirs tampons, lorsqu'ils jouent un rôle de relais.

IV.2.2. Fonctions économiques

- Réduction des investissements sur les ouvrages de production
- Réduction des investissements sur le réseau de distribution
- Réduction des dépenses d'énergie

IV.3. Classification des réservoirs [2]

Les réservoirs peuvent être classés d'après plusieurs critères :

- La nature des matériaux de construction, les réservoirs peuvent être des :
 - Réservoirs métalliques
 - Réservoirs en maçonnerie
 - Réservoirs en béton armé ou précontrainte

- D'après la situation et la topographie des lieux les réservoirs peuvent être :
 - Enterrés
 - Semi enterrés
 - Surélevés ou sur tour (château d'eau)

- Leurs formes géométriques :
 - Rectangulaire ou carrée
 - Circulaire
- D'après l'usage des réservoirs on peut les classer en :
 - Réservoirs principaux d'accumulation et de stockage
 - Réservoirs d'équilibre (réservoirs tampons)
 - Réservoirs de traitement

IV.4. Emplacement des réservoirs [4]

L'emplacement des réservoirs dépend de la topographie. Il doit permettre d'assurer une pression au moment de la pointe. Pour cela nous sommes amenés à tenir compte des considérations techniques et économiques suivantes :

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

IV.5. Equipements des réservoirs [1]

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

IV.5.1. 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 qui rentrent et quittent le 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 préfère toujours l'arrivée par le bas ou en siphon noyé pour permettre le renouvellement d'eau par mélange en créant des perturbations et un écoulement par rouleau.

On opte alors pour une arrivée par le bas pour les réservoirs de notre projet.

IV.5.2. Conduite de départ

Cette conduite est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée à quelques cm au-dessus du radier (15 à 20 cm) pour éviter l'entrée des matières en suspension.

L'extrémité est munie d'une crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex (pénétration d'air dans la conduite). Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse.

IV.5.3. Conduite du trop-plein

La conduite de trop-plein est une conduite terminée par un bout en forme d'entonnoir qui a pour but d'évacuer le débit d'adduction arrivant au réservoir lorsque le niveau d'eau dans ce dernier atteint la limite maximale.

IV.5.4. Conduite de vidange

Elle est placée au plus bas point 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.5.5. Conduite by-pass

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

IV.5.6. Matérialisation de la réserve d'incendie

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

- **Système à siphon** : Le siphon se désamorce quand le niveau de la réserve est atteint, grâce à l'évent, pour que la réserve ne soit pas entamée. Ainsi la réserve est constamment renouvelée tout en restant disponible tout le temps.
- **Système à deux prises** : Rarement utilisé du fait de l'existence d'une tranche d'eau morte (la réserve de sécurité n'est pas convenablement renouvelée).

IV.6. 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'épaisses 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.7. Capacité de stockage

La capacité du réservoir doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée comme à la sortie, c'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont et d'autre part de la variation de la demande. Le plus souvent, la capacité est calculée pour satisfaire aux variations journalières du débit de consommation en tenant compte bien entendu du jour de plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie.

IV.8. Principe de calcul

IV.8.1. Cas d'une adduction par refoulement

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

- La méthode analytique.
- La méthode graphique.

IV.8.1.1. La méthode analytique

La méthode analytique consiste à calculer, pour chaque heure de la journée, le résidu dans le réservoir tenant compte des débits d'apport et des débits de départ du réservoir, le volume de régulation sera :

$$V_r = \frac{a \times Q_{max,j}}{100} \quad (m^3) \quad (IV-1)$$

Avec :

- V_r : capacité résiduelle (m^3)
- a : fraction horaire du débit maximum journalier (%)
- $Q_{max,j}$: la consommation maximale journalière (m^3/j)

Le volume total se détermine en ajoutant le volume d'incendie au volume de régulation :

$$V_T = V_r + V_{inc} \quad (m^3) \quad (IV-2)$$

Avec :

- V_T : capacité totale du réservoir (m^3)
- V_{inc} : volume d'incendie estimé pour 2 heures avec un débit de $60 m^3/h$;
Donc : $V_{inc} = 120 m^3$

IV.8.1.2. La méthode graphique

La méthode graphique tient compte de la courbe de consommation totale et de la courbe d'apport du débit pompé en fonction de la durée de pompage. La capacité est déduite à partir des extremums des cumuls de la consommation vis-à-vis de celle des apports.

La figure suivante représente les graphes de la consommation et de l'apport :

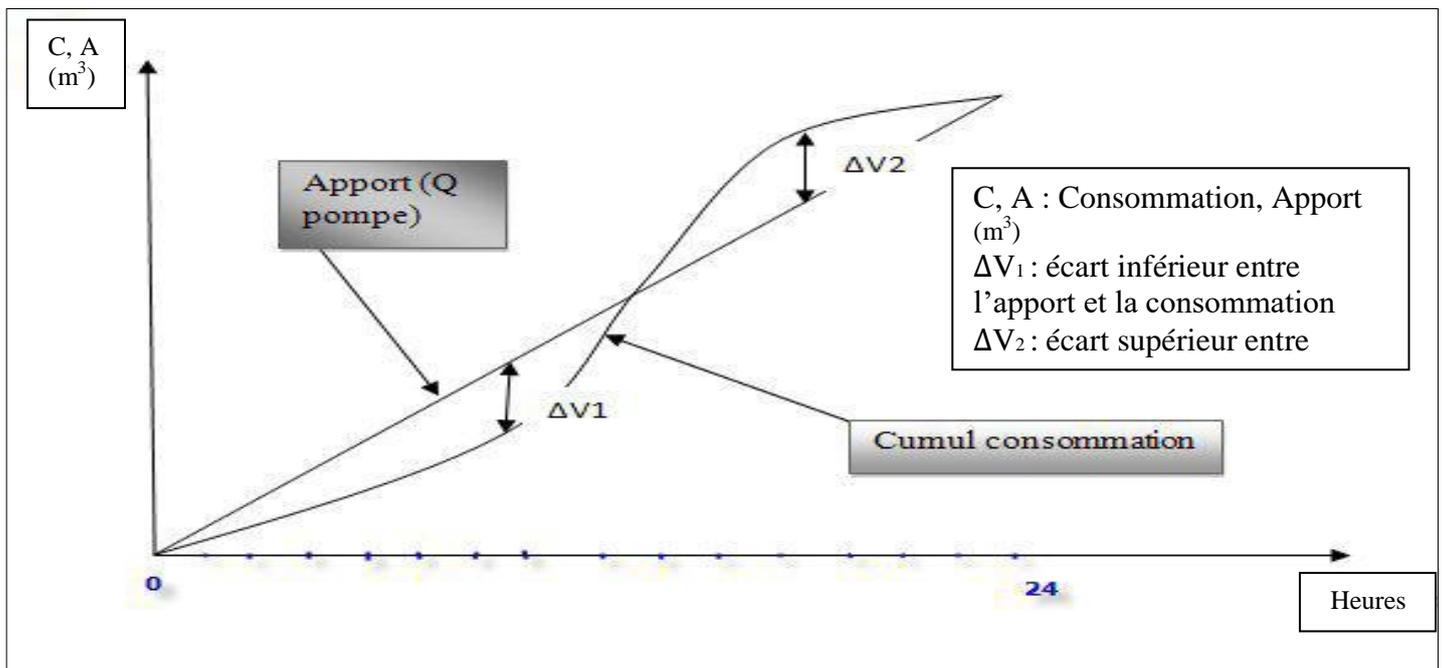


Figure IV.1 : Graphe de la consommation en fonction de l'apport.

Donc :

$$R_{\max} = |\Delta V_1| + |\Delta V_2| \quad (\%) \quad (\text{IV-3})$$

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

$$V_r = \frac{R_{\max} \times Q_{\max,j}}{100} \quad (\text{m}^3) \quad (\text{IV-4})$$

D'où le volume total sera : $V_T = V_r + V_{\text{inc}} \quad (\text{m}^3)$

IV.8.2. Cas d'une adduction gravitaire [1]

Si l'on dispose d'un débit limité constant à une côte supérieure à celle du réservoir, on peut avoir intérêt à effectuer une alimentation discontinue, afin de diminuer le volume du réservoir, pourvu que le débit horaire disponible Q_a (débit d'apport) soit supérieur au débit moyen horaire $Q_{\text{moy, h}}$ de la journée.

Il est bien évident que si $Q_a \geq Q_{\text{max, h}}$, le débit d'alimentation peut à chaque instant satisfaire la demande et le réservoir est inutile. Le problème de la capacité utile du réservoir se pose donc lorsque : $Q_{\text{moy, h}} < Q_a < Q_{\text{max, h}}$.

Dans ce cas, le débit d'alimentation le plus important se situe lors de la pointe de la matinée entre environ 7h et 11h où la consommation peut atteindre $Q_{\text{max, h}}$. Donc pendant ces quatre heures, il faudra fournir en plus de l'alimentation à débit constant Q_a un volume d'eau égale à :

$$V = 4 \times (Q_{\text{max, h}} - Q_a) \quad (\text{IV-5})$$

Avec :

- V : la capacité nécessaire du réservoir à projeter ;
- $Q_{\text{max, h}}$: Débit maximal horaire (m^3/h) ;
- Q_a : débit d'apport (m^3/h).

IV.9. Dimensionnement des réservoirs

Notre projet comprend le dimensionnement de la bache d'aspiration de la station de pompage SP2, du réservoir tampon et du réservoir Biskra

IV.9.1. Dimensionnement de la bache de reprise de la station de pompage (SP2)

Le volume utile de marnage est le volume entre le niveau haut de démarrage de la pompe et le niveau bas d'arrêt. Il peut être calculé par la formule préconisée par le fascicule 81 relatifs à la construction d'installations de pompage :

$$V = \frac{[Q \times (\frac{1}{n})]}{[4 \times (N-1)]} \quad (\text{IV-6})$$

Avec :

- n : nombre maximum de démarrages par heure ;
- N : nombre de pompe identiques $N=4$ (voir chapitre V);

Tableau IV.1: Variation du nombre de démarrage par heure en fonction de la puissance de la pompe

Nombre de démarrage	4	6	8	10
Puissance de la pompe	>30 Kw	>15 Kw	<8 Kw	<4Kw

D'après le tableau **IV.1** et pour une puissance de 780.68 KW (voir chapitre V) on peut retenir 4 démarrages/h (voire fiche technique de la pompe choisie)

$$\underline{\text{AN}}: V = \frac{[4432.92 \times (\frac{1}{4})]}{[4 \times (4-1)]} = 92.35 \text{ m}^3$$

Le volume utile de la bache de reprise sera majoré de 30%, donc : $V_{\text{bache}} = 120.06 \text{ m}^3$
On choisit un volume normalisée de **130 m³**.

IV.9.2. Dimensionnement du réservoir tampon

Un réservoir tampon sera construit à Batna sur la ligne de transfert des eaux traitées pour relier la partie refoulement à la partie gravitaire de l'adduction.

Le volume du réservoir tampon est donné par la méthode suivante :

$$V = V_r + V_s + V_a \quad (\text{IV-7})$$

Avec : V_r : volume de régulation ;

$$V_r = Q \times \frac{T}{4} \quad (\text{IV-8})$$

Avec :

- Q : le débit transité dans la conduite
- T : pris égal à 45 minutes
- V_s : Volume de sécurité

$$V_s = Q \times \frac{t}{2} \quad (\text{IV-9})$$

Avec : t : temps de fermeture de la vanne (15 min)

$$V_a = S \times h \quad (\text{IV-10})$$

$$S = (V_r + V_s) / H \quad (\text{IV-11})$$

Avec :

- V_a : volume correspondant au signal d'alarme
- h : Hauteur proposée pour le réservoir = 10 cm

Tableau IV.2 : Calcul du volume du réservoir tampon

Q (m ³ /h)	V _r (m ³)	V _s (m ³)	V _r + V _s (m ³)	S (m ²)	V _a (m ³)	V (m ³)	V _{normalisé} (m ³)
4432.92	831.17	554.12	1385.29	277.06	27.71	1413	1500

IV.9.3. Dimensionnement du réservoir terminal de Biskra

Ce réservoir terminal du réseau d'adduction constitue le réservoir de tête du réseau de distribution de la ville de Biskra. Il est alimenté gravitairement par le réservoir tampon de Batna.

La capacité de stockage du réservoir de tête de la ville de Biskra est calculée à base de la formule (IV-5)

- $Q_a = 5532.28 \text{ m}^3/\text{h}$
- $Q_{\max, h} = 5762.8 \text{ m}^3/\text{h}$

AN: $V = 4 \times (5762.8 - 5532.28) = 922.08 \text{ m}^3$

Nous préconisons un volume de 120 m^3 comme réserve d'incendie. Donc le volume total du réservoir sera : $V_t = 922.08 + 120 = 1042.08 \text{ m}^3$

Le volume normalisé sera de **2000 m³**

IV.9.4. Forme et dimensions des réservoirs

La section circulaire est généralement adoptée pour les réservoirs de capacité inférieure à 10000 m^3 , ce qui permet de choisir cette forme pour tous les réservoirs de notre projet.

La hauteur d'eau utile est limitée généralement entre 3 et 6 mètres ; l'optimum, pour les agglomérations de petite ou moyenne importance, se situe le plus souvent vers 4 à 5 mètres, leurs dimensions sont déterminées comme suit :

➤ **Le diamètre D de la cuve :**

$$D = \frac{V_n}{h} \Rightarrow \frac{\pi \times D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times V_n}{\pi \times h}} \quad (\text{IV-12})$$

Avec :

- V_n : Capacité normalisée du réservoir (m^3)
- S : Section du réservoir (m^2)
- D : Diamètre de la cuve (m)
- h : Hauteur utile optimale d'eau (m), on prend **$h = 5 \text{ m}$** .

➤ **Réévaluation de la hauteur d'eau h**

$$h = \frac{4 \times V_n}{\pi \times D^2} \quad (\text{IV-13})$$

➤ **La section de la cuve**

La section est calculée comme suit :

$$S = \frac{V_n}{h} \quad (\text{IV-14})$$

➤ **La hauteur totale H du réservoir**

On calcule la hauteur du réservoir moyennant la formule :

$$H = h + R \quad (\text{IV-15})$$

Avec:

- **H** : Hauteur totale du réservoir (m);

- **h** : Hauteur d'eau (m) ;
- **R** : revanche (m), qui varie de 0,25 à 1 m.

Tableau IV.3 : Calcul des dimensions des réservoirs

Réservoirs	Volume (m ³)	D (m)	S (m ²)	h (m)	R (m)	H (m)
Bâche de reprise	130	6	28.27	4.6	0.5	5.1
Réservoir tampon	1500	20	314.16	4.77	0.5	5.27
Réservoir Biskra	2000	23	415.48	4.81	0.5	5.31

IV.9.5. Ferrailage de la coupole

Les coupoles sphériques de couverture sont dimensionnées comme tout élément en béton armé, soumis à une compression simple.

La coupole reçoit des charges uniformément réparties, elle est soumise à :

-Une charge permanente Q : $Q=1.35G+1.5S$ (ELU) (IV-16)

-Une surcharge S : $S=100 \text{ Kg/m}^2$ (ouvrier+outillage)

Tel que : $G=G_1+G_2$

Avec :

- G_1 : Poids propre de la coupole en béton armé : $G_1=\gamma_b \cdot e$ ($\gamma_b=2.5 \text{ t/m}^3$ et on prend l'épaisseur de la coupole $e=0.1\text{m}$)
- G_2 : Poids de l'étanchéité : $G_2=0.04 \text{ t/m}^2$

➤ Caractéristiques géométriques :

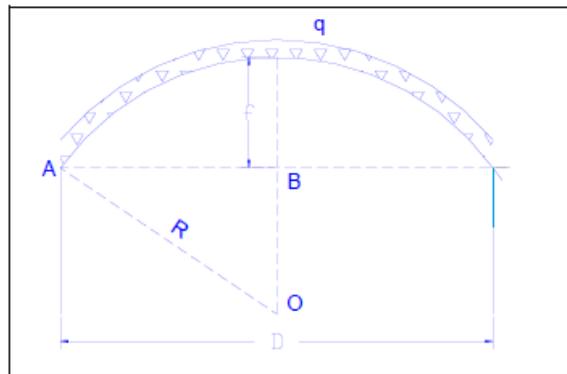


Figure IV.2: Coupe radiale de la coupole.

Nous désignons par :

D : diamètre du réservoir,

R : rayon de courbure de la coupole,

f : flèche de la coupole, $f=0,104 \cdot D$

V : volume du réservoir.

En appliquant le théorème de Pythagore au triangle ABO de la figure IV.2, il vient :

$$R = \frac{1}{8f}(D^2 + 4f^2) \quad \text{(IV-17)}$$

On pose : $\varphi_{max} = \arcsin \frac{AB}{R}$ (IV-18)

Et : $\varphi_0 = \arcsin \frac{a}{R}$ (IV-19)

Tableau IV.4 : Caractéristiques géométriques de la coupole

Réservoir	D (m)	R (m)	φ_0 (°)	φ_{max} (°)
Bâche de reprise	6	7.5	3	23.6
Réservoir tampon	20	25	0.9	23.6
Réservoir Biskra	23	28.8	0.8	23.6

➤ **Schéma statique et calcul des efforts :**

La couverture en coupole est une calotte. D'après TIMOSHENKO (Calcul des plaques et coques) : Suite au chargement (Q) sur la calotte des contraintes de traction (+) et de compression (-) se développant dans les deux sens : parallèle et méridien :

$$N_{\varphi} = -RQ \frac{\cos\varphi_0 - \cos\varphi}{\sin^2\varphi} - \frac{C \sin\varphi_0}{\sin^2\varphi} \quad (IV-20)$$

$$N_{\theta} = +RQ \left(\frac{\cos\varphi_0 - \cos\varphi}{\sin^2\varphi} - \cos\varphi \right) + \frac{C \sin\varphi_0}{\sin^2\varphi} \quad (IV-21)$$

Avec : C : charge du lanterneau /ml

Afin de déterminer l'effort maximal de traction et de compression on doit étudier les fonctions N_{φ} et N_{θ} dans $[\varphi_0, \varphi_{max}]$

Tableau IV.5 : Détermination de l'effort max de traction et de compression

Réservoir	G (t/m ²)	Q (t/m ²)	$N_{\varphi}(\varphi_0)$ (t/ml)	$N_{\varphi}(\varphi_{max})$ (t/ml)	$N_{\theta}(\varphi_0)$ (t/ml)	$N_{\theta}(\varphi_{max})$ (t/ml)
Bâche de reprise	0.29	0.541	-9	-2.24	4.97	-1.48
Réservoir tampon	0.29	0.541	-30	-7	16.57	-4.23
Réservoir Biskra	0.29	0.541	-33.8	-8.16	18.26	-6.12

➤ **Ferraillage de la coupole de la bâche de reprise :**

L'effort maximal de traction (+) : T= 4.97 t/ml

La section des aciers est donnée par :

$$A_s \geq \frac{T}{f_e} \quad ; \quad f_e = 4000 \text{ bars et } \gamma_s = 1.15$$

$$A_s \geq \frac{4.97 \times 10^3}{\frac{4000}{1.15}} = 1.43 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{0.2}{100} \times e \times 100 = 2 \text{ cm}^2$$

Vérification de la contrainte de compression :

L'effort maximal de compression (-) : $N_c = 9$ t/ml

$$\frac{N_c}{e \times 100} \leq \sigma_{bc} \quad \text{avec : } \sigma_{bc} = 142 \text{ bars}$$

$$\frac{9 \times 10^3}{10 \times 100} = 9 \text{ bars} \leq 142 \text{ bars} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$A_s = \max (A_{s,cal} ; A_{s,min}) = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$, on opte alors pour : 4T8 espacement 20 cm

➤ **Ferraillage de la coupole du réservoir tampon :**

L'effort maximal de traction (+) : $T = 16.57 \text{ t/ml}$

La section des aciers est donnée par :

$$A_s \geq \frac{T}{\frac{f_e}{\gamma_s}} ; f_e = 4000 \text{ bars et } \gamma_s = 1.15$$

$$A_s \geq \frac{16.57 \times 10^3}{\frac{4000}{1.15}} = 4.76 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{0.2}{100} \times e \times 100 = 2 \text{ cm}^2$$

Vérification de la contrainte de compression :

L'effort maximal de compression (-) : $N_c = 30 \text{ t/ml}$

$$\frac{N_c}{e \times 100} \leq \sigma_{bc} \quad \text{avec : } \sigma_{bc} = 142 \text{ bars}$$

$$\frac{30 \times 10^3}{10 \times 100} = 30 \text{ bars} \leq 142 \text{ bars} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$A_s = \max (A_{s,cal} ; A_{s,min}) = 4.76 \text{ cm}^2/\text{ml}$, on opte alors pour : 6T10 espacement 20 cm

➤ **Ferraillage de la coupole du réservoir Biskra :**

L'effort maximal de traction (+) : $T = 18.26 \text{ t/ml}$

La section des aciers est donnée par :

$$A_s \geq \frac{T}{\frac{f_e}{\gamma_s}} ; f_e = 4000 \text{ bars et } \gamma_s = 1.15$$

$$A_s \geq \frac{18.26 \times 10^3}{\frac{4000}{1.15}} = 5.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{0.2}{100} \times e \times 100 = 2 \text{ cm}^2$$

Vérification de la contrainte de compression :

L'effort maximal de compression (-) : $N_c = 33.8 \text{ t/ml}$

$$\frac{N_c}{e \times 100} \leq \sigma_{bc} \quad \text{Avec : } \sigma_{bc} = 142 \text{ bars}$$

$$\frac{33.8 \times 10^3}{10 \times 100} = 33.8 \text{ bars} \leq 142 \text{ bars} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$A_s = \max (A_{s,cal} ; A_{s,min}) = 5.25 \text{ cm}^2/\text{ml}$, on opte alors pour : 7T10 espacement 20 cm

Conclusion

Ce chapitre a montré l'importance des réservoirs dans tout projet d'adduction. Pour notre cas, nous avons estimé la capacité et les dimensions des réservoirs projetés à savoir : le réservoir tampon qui joue le rôle d'un relais entre les parties gravitaire et refoulement de notre adduction, ainsi que le réservoir terminal de Biskra qui sert à desservir cette ville en eau potable.

CHAPITRE V: ETUDE DU POMPAGE

Chapitre V : Etude du pompage

Introduction

Lorsque l'alimentation gravitaire n'est pas possible, les appareils élévatoires à mettre en œuvre sont essentiellement les pompes. Nous étudierons, alors, les conditions d'établissement des stations de pompage, y compris le choix des pompes adéquates pour assurer le débit et la hauteur manométrique totale appelée de notre projet.

V.1. Définition

Une pompe est une machine hydraulique, son fonctionnement consiste à transformer l'énergie mécanique de son moteur d'entraînement en énergie hydraulique.

L'énergie transmise aux filets liquides, par rotation en pompe centrifuge, est transformée en énergie de pression, ce qui permet au liquide de s'élever d'une zone à basse pression vers une autre zone à plus grande pression.

V.2. Différents types de pompes

Les pompes se classent en deux catégories :

- Les pompes dynamiques (turbopompes);
- Les pompes volumétriques.

Les pompes les plus utilisées dans le domaine d'hydraulique sont les pompes centrifuges (font partie de la famille des pompes roto-dynamiques). Ce sont des groupes légers, peu encombrants (environ 8 fois moindre que ceux des pompes volumétriques), et d'un grand rendement, et surtout peu coûteux relativement aux autres types de pompes. Elles peuvent être classées :

- Selon le nombre de cellules : -Des pompes monocellulaires
 - Des pompes multicellulaires :
- Selon la position de l'axe de rotation : -Axe horizontal
 - Axe verticale

V.3. Critères de l'emplacement de la station de pompage

D'une façon générale, la station de pompage doit être placée en répondant aux critères suivants :

- Les conditions géologiques doivent être favorables.
- L'emplacement de la station et les ouvrages doivent assurer les conditions de fonctionnement les plus adéquates avec le minimum possible de surface occupée
- Eviter les zones instables (sismiques et inondables)
- Assurant l'accès des voitures, des engins, des pompiers, à tout le bâtiment et à tout ouvrage.
- Des réseaux pour l'alimentation en énergie électrique doivent être prévus.

V.4. Choix du type de pompe

Les critères de choix du type de pompe sont :

- Assurer le débit appelé Q_{app} et la hauteur HMT ;
- Meilleur rendement ;
- Vérifier la condition de non cavitation ;
- Encombrement et poids les plus faibles ;
- Vitesse de rotation la plus élevée ;
- Puissance absorbée minimale ;

Pour le choix du type de pompe dans notre projet, nous utilisons les logiciels de sélection des pompes CAPRARI et KSB. Ils permettent de déterminer avec précision les caractéristiques des différentes pompes en fonction du débit et de la hauteur manométriques voulue. Le choix de la meilleure pompe est déterminé d'après les résultats obtenus par ces deux logiciels.

V.5. Choix du nombre de pompes

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

- Nombre de pompes n minimal ;
- Meilleur rendement ;
- Charge nette d'aspiration requise ($NPSH$)_r minimale ;
- Puissance absorbée minimale.
- Vitesse de rotation élevée

V.6. Les modes de couplage des pompes

Les pompes peuvent être couplées en série ou en parallèle selon le but recherché, augmenter la hauteur ou le débit. Les couplages existants sont :

V.6.1. Couplage en série :

Dans ce cas :

- Le refoulement de la première pompe débouche dans l'aspiration de la seconde.
- Le même débit traverse les deux pompes et les hauteurs d'élévation produites par chaque groupe s'ajoutent.

Ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation de la hauteur d'élévation des pompes.

V.6.2. Couplage en parallèle

Dans ce cas :

- Chaque conduite de refoulement aboutit à un collecteur général commun.
- Le débit du collecteur commun sera composé de la somme des débits de chaque pompe.

Ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation du débit refoulé par les pompes.

V.7. Equipements hydrauliques de la station de pompage

Tableau V.1. Equipements hydrauliques de la station de pompage

Equipements en amont de la pompe	Equipements en aval de la pompe	Equipements auxiliaires
- Grilles - Crépine - Conduite d'aspiration - Clapet d'aspiration - Joints - Coudes - Convergent d'aspiration - Tubulure d'aspiration - Ventouse	- Divergent - Clapet de refoulement - Vanne de refoulement - Joint de démontage - Conduite de refoulement - Tubulure de refoulement - Conduite de vidange - Collecteur de refoulement - le By-pass	- Circuit de vide - Système anti-incendie - Dispositif de levage - Système de drainage et d'assèchement - Réservoir anti-bélier

V.8. Point de fonctionnement des pompes

Le point de fonctionnement d'une pompe est l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe installée et en fonctionnement $[H - Q]$ et la courbe caractéristique de la conduite refoulant un débit de la pompe en fonctionnement $[H_c - Q]$.

La courbe caractéristique de la pompe est donnée par le constructeur (par les essais de pompage) tandis que la courbe caractéristique de la conduite est déterminée par l'installateur de la pompe.

La pompe fonctionne dans de bonnes conditions si le point de fonctionnement se trouve dans la zone non cavitationnelle et le débit lui correspondant dans la plage de bon fonctionnement pour un rendement optimal.

➤ Courbe caractéristique de la conduite

La courbe caractéristique de la conduite est une parabole de la fonction suivante :

$$H_c = H_g + \Delta h_t \quad (V - 1)$$

Avec :

- H_g : hauteur géométrique (m)
- Δh_t : perte de charge totale occasionnée par la conduite (m)

$$\Delta h_t = 1.1 \times \Delta h_p^{lin} \quad (V - 2)$$

Avec :

- Δh_p^{lin} : perte de charge linéaire (m)

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 \times \lambda \times L_{ref} \times Q^2}{g \times \pi^2 \times D_{ec}^5} \quad (V - 3)$$

Avec :

- λ : coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement, $\lambda = 0,0223$, $D = 800$ mm (voir chapitre III).
- L_{ref} : longueur de la conduite de refoulement (m)
- Q : débit refoulé par la pompe (m^3/s)
- D_{ec} : diamètre économique de la conduite de refoulement
- g : accélération de la pesanteur (m^2/s)

V.9. Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données

Selon le débit demandé ou appelé par le réseau, soit plus petit ou plus grand que celui de fonctionnement de la pompe, on distingue les modes de réglage suivant :

A) Débit de fonctionnement > Débit appelé :

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

- **Réglage qualitatif** : C'est la réduction de la vitesse de rotation de la pompe si elle est variable c'est-à-dire qu'on un moteur à vitesse variable.
- **Réglage quantitatif** : Appelé aussi vannage, c'est la fermeture partielle du robinet vanne de refoulement.

Le rendement de l'installation après vannage est tel que :

$$\eta_{ap,van}^{inst} = \eta_{av,van}^{inst} \times \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v} \quad (V - 4)$$

Avec :

- $\eta_{ap,van}^{inst}$: Rendement de l'installation après le vannage (%)
- $\eta_{av,van}^{inst}$: Rendement de l'installation avant le vannage (%)
- H_{app} : Hauteur manométrique appelée (m)
- h_v : la différence entre la hauteur H_c' et la hauteur appelée :

$$h_v = H_c' - H_{app} \quad (V - 5)$$

Avec : H_c' : Hauteur correspondant à la projection du débit appelé sur la courbe caractéristique de la pompe [H – Q] (m).

- **Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement** : elles sont augmentées par l'augmentation des singularités (réducteur de pression, coude...etc).
- **Diminution de temps de pompage** : dans le cas où le pompage s'effectuerait dans un réservoir.

Le nouveau temps de fonctionnement de la station est tel que :

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} \times t \quad (V - 6)$$

Avec :

- t : Temps prévu de fonctionnement de la station de pompage par jour (h)
- t' : Nouveau temps de fonctionnement de la station de pompage par jour (h)
- Q_{pf} : Débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe (m³/h)

- **Changement du temps de la pompe** : dans le cas où c'est possible.

B) Débit de fonctionnement < Débit appelé :

Dans ce cas-là, il faut faire un réglage soit :

- **Qualitatif** : augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.
- **Changement de type de pompe.**

Remarque : si on tombe dans un cas où $Q_{pf} \approx Q_{app}$ ce n'est pas la peine de faire un réglage

V.10. Etude du pompage

Notre adduction comporte deux stations de pompage SP1 et SP2, nous proposons de faire leur étude par deux variantes (logiciel CAPRARI et KSB), afin de choisir la meilleure.

➤ Détermination du débit forcé

$$Q_f = Q_{eq} + \frac{w_0 + w_1 + w_2}{24} \quad (V -7)$$

Avec :

- Q_f : Débit forcé
- Q_{eq} : Débit d'équipement ; $Q_{eq} = \alpha \times Q_{moy,j}$; $\alpha = (1.04 \div 1.08)$ et $Q_{moy,j} = 81838.49 \text{ m}^3/j = 0.95 \text{ m}^3/s$
 $\Rightarrow Q_{eq} = 1.01 \text{ m}^3/s$
- w_0 : Débit destiné pour certaines consommations le long de la conduite de refoulement ($w_0 = 0$)
- w_1 : Volume maximal de la journée ; $w_1 = Q_{max,j} \times temps$ ($temps = 1$ heure)
 $w_1 = 1.23 \times 3600 = 4428 \text{ m}^3$
- w_2 : Volume d'incendie, on prend $w_2 = 120 \text{ m}^3$

$$\rightarrow Q_f = 1.06 \text{ m}^3/s = 1060 \text{ l/s} = 3816 \text{ m}^3/h$$

V.10.1. La station de pompage SP1

V.10.1.1. Etude du pompage de SP1 par logiciel CAPRARI

La SP1 refoule un débit de 1060 l/s, pour une HMT de 201.55 m, une hauteur géométrique de 127 m, sur une longueur de 14 356 m.

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau suivant :

Tableau V.2. Caractéristique des pompes en fonction de leur nombre.

n	Q _{app} (l/s)	HMT appelé (m)	Type de pompe	η %	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	Nbr d'étage	P _{abs} (Kw)	NPSH _r (m)
10	106	201.55	PM 125 /3B	68.7	200	2900	3	296	16.4
11	96.36	201.55	PM 125/3B	70.5	209	2900	3	292	14.7
12	88.33	201.55	PM 150/7A	79.6	194	1450	7	201	3.22

Avec:

- **n** : nombre de pompe ;
- **Q_{app}** : le débit de la pompe ;
- **HMT** : hauteur manométrique totale de la pompe ;
- **η** : rendement de la pompe ;
- **P_{abs}** : la puissance absorbée par la pompe ;

• **(NPSH)_r** : « Net Positive Section Head » ou « charge net d'aspiration requise ». C'est une donnée fournie par le constructeur de la pompe.

A partir du tableau V. on déduit que la variante de 10 pompes est celle qui assure le refoulement du débit appelé avec le nombre de pompes minimal.

On opte alors pour un nombre de pompe 10 avec 3 pompes de secours. Ces 13 pompes sont identiques de type **PM 125 /3B.CAPRARI**

➤ **Courbes caractéristiques des pompes**

Les courbes caractéristiques de la pompe : $[H - Q]$, $[P_{abs} - Q]$, $[\eta - Q]$, $[(NPSH)_r - Q]$ sont retirées à partir de logiciel de CAPRARI et sont représentées par la figure V.1

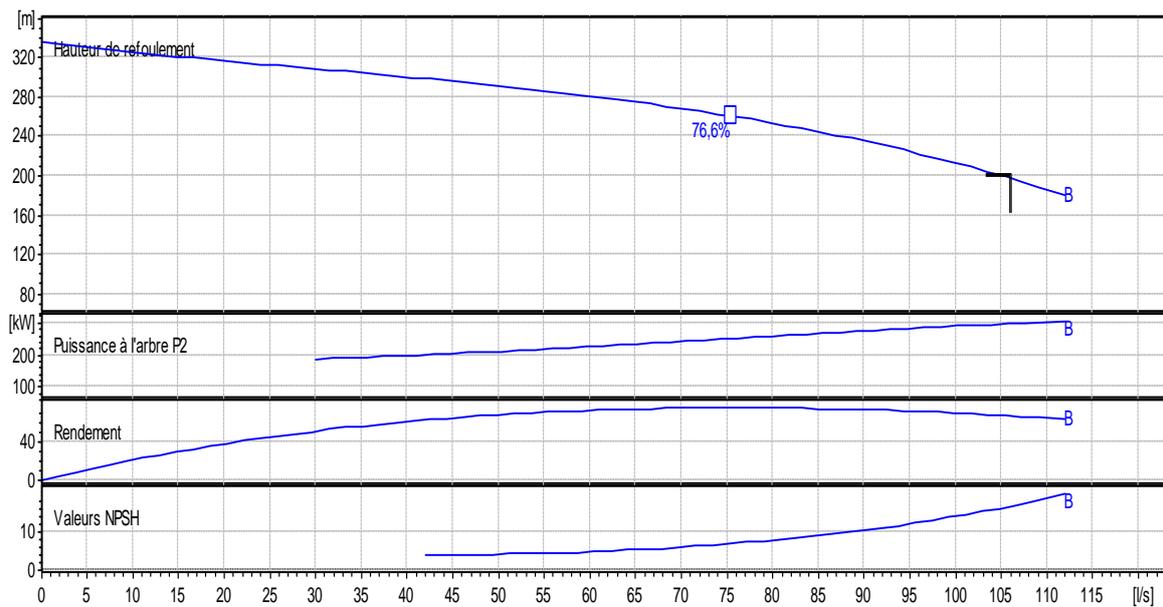


Figure V.1 : Les courbes caractéristiques de la pompe de SP1 de type PM 125 /3B.CAPRARI

➤ **Description des pompes**

1) **Caractéristiques générales**

- Pompe centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal de type PM 125/3B
- Poids de la pompe: 2170 Kg

2) Matériaux des principaux organes de la pompe

Tableau V. 3. Matériaux des principaux organes de la pompe.

Pièce	Matériau
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements à billes	Acier
Presse-étoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée

3) Dimensions de la pompe

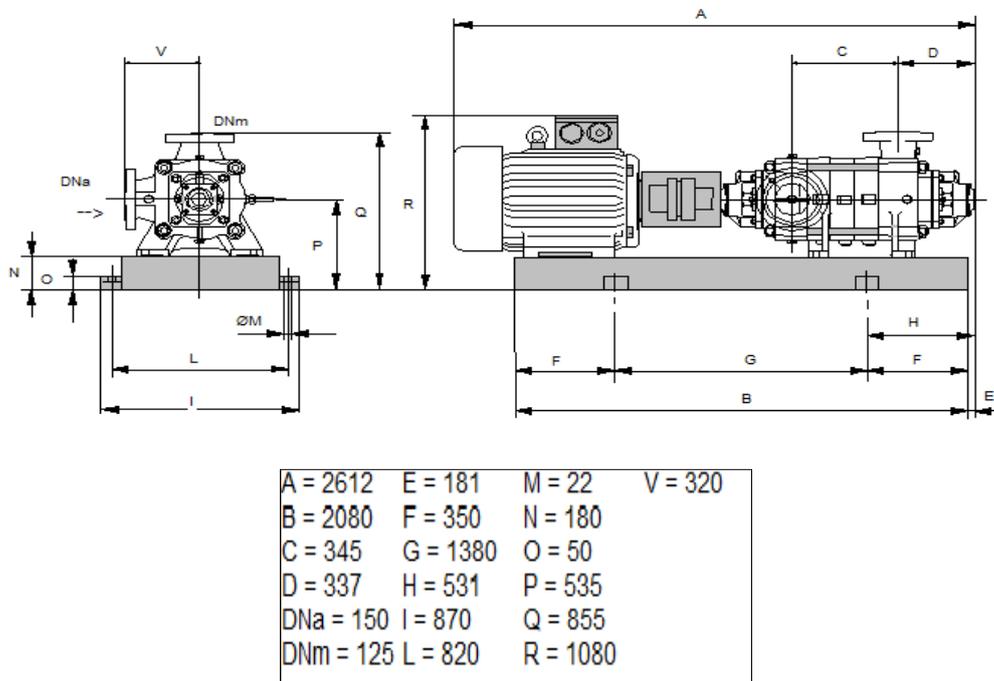


Figure V.2. Dimensions de la pompe PM 125 /3B.CAPRARI

4) Choix du moteur électrique

a) Critères de choix du moteur électrique

Les critères de choix du moteur électrique sont :

- Puissance absorbée minimale ;
- position de l'arbre de transmission horizontale ou verticale ;
- Tension d'alimentation en fonction de la puissance du moteur et de l'investissement ;
- Poids minimum.

b) Vitesse de rotation du moteur :

La vitesse de rotation du moteur est donnée comme suit :

$$N_m = N_p \pm 200 \text{ tr/min} \quad (\text{V -8})$$

Où :

N_m : Vitesse de rotation du moteur (tr/min) ;

N_p : Vitesse de rotation de la pompe (tr/min) ;

c) Puissance fournie par le moteur :

La puissance qui devra être fournie par le moteur est calculée par la formule suivante :

$$P_m = \frac{\varpi \times Q_{app} \times HMT \times K}{\eta_p \times \eta_{acc} \times \eta_m} \quad (\text{V -9})$$

Avec :

- P_m : Puissance du moteur (watt);
- ϖ : Poids volumique de l'eau, $\varpi = 9810 \text{ N/m}^3$;
- Q_{app} : Débit refoulé par une seule pompe (m³/s) ;
- **HMT** : hauteur manométrique totale minimum (m);
- η_p : Rendement de la pompe ;
- η_{acc} : Rendement de l'accouplement ; $\eta_{acc} = 100\%$
- η_m : Rendement du moteur ; $\eta_m = (92-95\%)$, on prend : $\eta_m = 92\%$
- **K** : Coefficient de correction de puissance, il est en fonction de la puissance de la pompe

Tableau V.4 : Coefficient de correction en fonction de la puissance.

P_{abs} (Kw)	1-2	2-10	10-50	50-100	100-200	>200
K	2	2-1.3	1.3-1.2	1.2-1.1	1.1-1.05	1.05

d) Caractéristique du moteur électrique de SP1

Les caractéristiques du moteur sont données directement par le catalogue **CAPRARI** et elles sont comme suit :

- Fréquence 50 Hz
- Tension nominale 400 V
- Vitesse nominale 2950 tr/min
- Nombre de pôles 2
- Puissance nominale 315 Kw
- Courant nominal : -A
- Type de moteur 3~
- Classe d'isolation F
- Degré de protection IP 5

V.10.1.2. Etude du pompage de SP1 par logiciel KSB

La SP1 refoule un débit de 1060 l/s, pour une HMT de 201.55 m, une hauteur géométrique de 127 m, sur une longueur de 14 356 m.

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau suivant :

Tableau V.5. Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

n	Q_{app} (m ³ /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	Taille	Rendement %	vitesse	P_{abs} (Kw)	$NPSH_r$ (m)	Diamètre effectif (mm)	Diamètre de roue non réduit (mm)
1	3816	190.57	-	-	-	-	-	-	-	-
2	1908	190.57	-	-	-	-	-	-	-	--
3	1272	190.57	Omega Shanghai	300- 700 A	80.15	1492	753.92	3.8	705	705
4	954	190.57	-	-	-	-	-	-	-	-

A partir du tableau **V.5** on déduit que la variante de trois (03) pompes est la seule qui peut assurer le débit appelé et la HMT appelée.

Nous optons alors pour trois pompes (03) plus une (01) pompe de secours, ces quatre (04) pompes sont identiques de type Omega Shanghai 300 -700

➤ **Courbes caractéristiques des pompes :**

Les courbes caractéristiques de la pompe : $[H - Q]$, $[P_{abs} - Q]$, $[\eta - Q]$, $[(NPSH)_r - Q]$ sont tirées du catalogue des pompes KSB et sont représentées par la figure **V**.

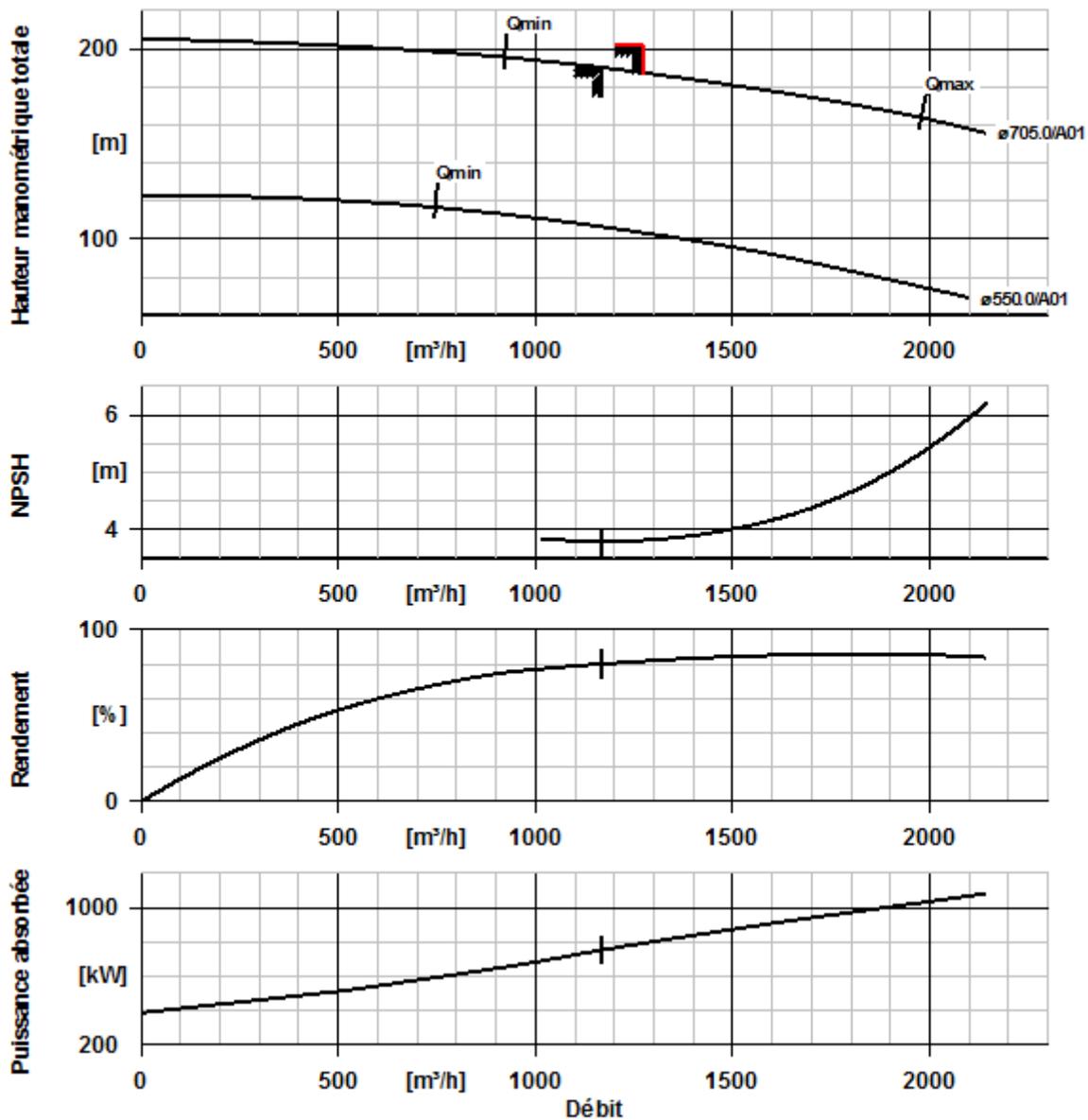


Figure V.3. Les courbes caractéristiques de la pompe du SP1 de type Omega Shanghai 300-700

➤ **Description des pompes**

D'après le catalogue des pompes KSB

1) Caractéristiques générales de la pompe

Pompe à volute à plan de joint axial pour installation horizontale ou verticale, monocellulaire avec roue à double flux. Bride alésées suivant normes DIN, ISO, BS ou ANSI

Applications :

- Pompage d'eau non traité ;
- Eau propre ;
- Eau de service et eau de mer dans les usines d'eau ;
- Les stations de relevages ;
- Les stations d'irrigations ;
- Les centrales thermiques ;
- Les systèmes de protection anti-incendie ;

- Sans la marine et la pétrochimie.



Figure V.4. Pompe Omega Shanghai 300-700

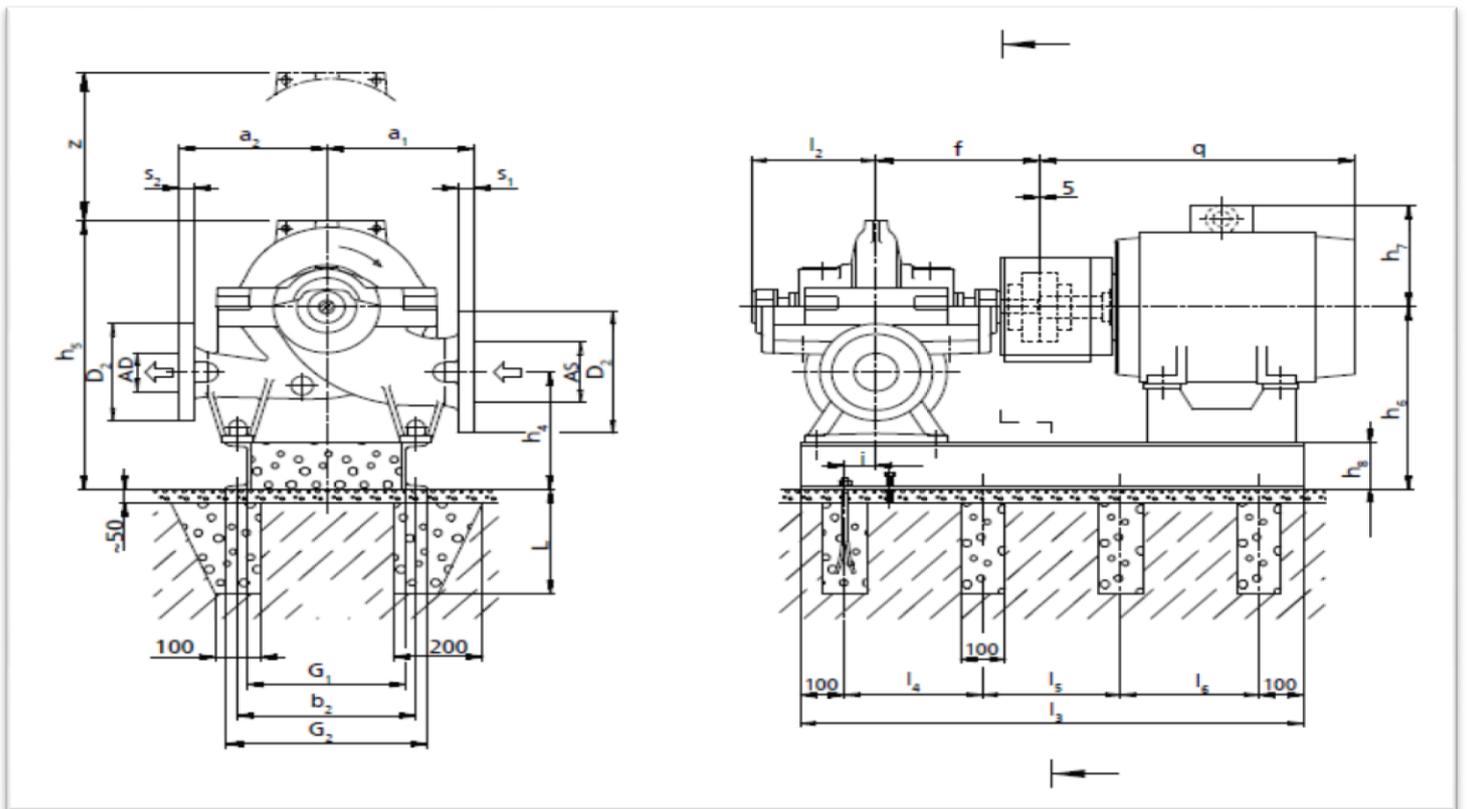


Figure V.5. Encombrement de la pompe Omega Shanghai 300-700 et le moteur [7]

Les dimensions des différents organes de la pompe et le moteur sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau V.6. Dimensions de la pompe Omega Shanghai 300-700 et le Moteur

Dimension (mm) Pompe Omega Shanghai 300-700.			Dimensions (mm) Socle + massif de fondation et le moteur	
a ₁		750	b ₂	950
a ₂		650	G ₁	780
F		810	G ₂	1010
h ₁		750	L	2750
h ₂		400	l ₄	850
h ₃		485	l ₅	850
l ₂		585	l ₆	850
Z		970	h ₄	550
Côté aspiration	AS	400	h ₅	1435
	D ₁	648	h ₆	950
	S ₁	57.2	h ₈	200
	K	550	L	320
	d ₂	37	i	210
Côté refoulement	AD	300	q	1993
	D ₂	521	h ₇	970
	S ₂	50.8	Poids du socle (Kg)	367
	K	430	Poids du moteur (Kg)	4200
	d ₂	31		
	Poids (kg)	1690		

V.10.1.3. Choix des pompes :

D'après l'étude comparative du pompage de la station SP1 avec les logiciels CAPRARI et KSB on déduit que le choix des pompes de type KSB sera plus économique pour refouler le débit appelé avec un minimum de pompes et un meilleur rendement.

→SP1 sera donc équipée avec (3+1) pompes de type Omega Shanghai 300-700 (KSB)

V.10.1.4. Courbe caractéristique de la conduite :

Tableau V.7. Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP1- Bâche de reprise)

N°	Q (m ³ /h)	3Q (m ³ /h)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{éc} (m)	λ	Δh _p ^{lin} (m)	Δh _t (m)	Hc (m)
1	0	0	127	14 356	0.9	0,0223	0	0	127
2	250	750	127	14356	0.9	0.0223	1.94	2.13	129.13
3	500	1500	127	14 356	0.9	0,0223	7.78	8.6	135,6
4	1000	3000	127	14 356	0.9	0,0223	31.11	34.22	161,22
5	1250	3750	127	14356	0.9	0.0223	48.61	53.47	180.47
6	1500	4500	127	14 356	0.9	0,0223	70	77	204
7	1750	5250	127	14356	0.9	0.0223	95.27	104.8	231.8
8	2000	6000	127	14 356	0.9	0,0223	124.44	136.9	263,9

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure V.6

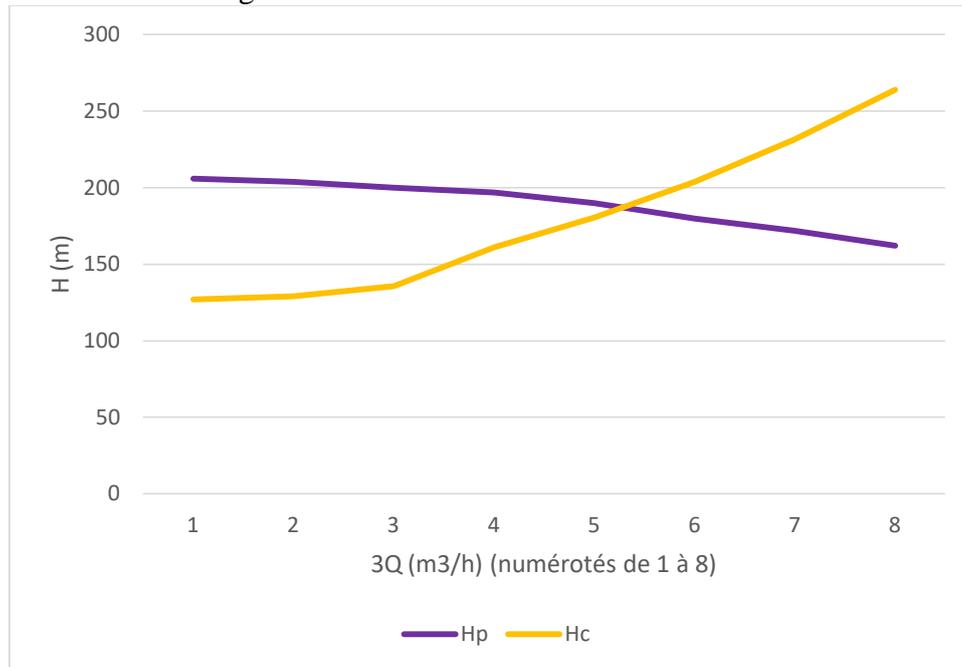


Figure V.6. Point de fonctionnement des pompes de la station SP1

Le débit et la hauteur manométrique totale correspondant au point de fonctionnement (pf) sont :

- $Q_{pf} = 3815 \text{ m}^3/\text{h} \approx Q_{app} = 1060 \text{ l/s} = 3816 \text{ m}^3/\text{h}$
- $H_{pf} = 195 \text{ m} \approx H_{app} = 201.55 \text{ m}$

Conclusion : dans notre cas $Q_{pf} \approx Q_{app}$ donc on n'aura pas besoin de réglage du débit.

V.10.1.5. Etude de la cavitation

La cavitation est la perturbation du courant liquide juste à l'entrée de la pompe en fonctionnement, cela se produit lorsqu'à une température constante, la pression absolue est inférieure ou égale à la tension de vapeur d'eau.

Afin d'éviter le phénomène de cavitation, la condition suivante doit être vérifiée :

$$(\text{NPSH})_r < (\text{NPSH})_d$$

- $(\text{NPSH})_r$: Charge nette d'aspiration requise, elle est fournie par le constructeur ;
- $(\text{NPSH})_d$: Charge nette d'aspiration disponible, elle est fournie par l'installateur ;

On pose :

$$(\text{NPSH})_d = (\text{NPSH})_r + r \quad (\text{V -10})$$

r : marge de sécurité, $r = (0,3 - 0,5) \text{ m}$

On prend : $r = 0,3 \text{ m}$

Pour une pompe donnée fonctionnant à une vitesse déterminée, il existe une hauteur limite d'aspiration en delà de laquelle il convient toujours de se tenir.

Dans notre cas, on a à faire une installation en charge au niveau de la station de pompage SP1, alors la hauteur d'aspiration admissible est régie par la relation suivante :

$$h_{asp}^{adm} = (NPSH)_r + r - P_{atm} + T_v + \frac{v_a^2}{2 \times g} + \Delta h_{asp} \quad (V - 11)$$

Avec:

- V_a : Vitesse d'écoulement dans la conduite d'aspiration (m/s) ;
- P_{atm} : Pression atmosphérique (m.c.e) ; $P_{atm} = 10,33 - 0,00139 \times H$
- H : altitude de la station ;
- T_v : Tension de vapeur d'eau (m.c.e).

Tableau V.8. Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température

T° (° C)	5	10	20	30	40	50	80	100
T _v (m.c.e)	0.09	0.12	0.24	0.43	0.75	1.25	4.82	10.33

La tension de vapeur d'eau sera choisie pour une température de 20 ° C.

- Δh_{asp} : perte de charge totale du côté aspiration.

$$\Delta h_{asp} = 1.15 \times \Delta h_{asp}^{lin} \quad (V - 12)$$

- Δh_{asp}^{lin} : perte de charge linéaire à l'aspiration (m), elle sera estimée pour la conduite d'aspiration moyennant la formule suivante :

$$\Delta h_{asp}^{lin} = \frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{\pi^2 \times g \times D_a^5} \quad (\text{Formule de DARCY-WEISBAKH}) \quad (V - 13)$$

Avec:

- L : Longueur géométrique de la conduite d'aspiration (m) ;
- Q : Débit à refouler (m³/s) ;
- D_a : Diamètre de la conduite d'aspiration ;
 $D_a > d_a$
- d_a : Diamètre de la tubulure d'aspiration (mm).
- g : Accélération de la pesanteur (m/s²)
- λ : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement. Il est obtenu par la formule de Nikuradzé suivante :

$$\lambda = (1.14 - 0.86 \ln \frac{k_s}{D_a})^{-2} \quad (V - 14)$$

- k_s : rugosité absolue de la conduite, $k_s = 1,4 \text{ mm}$ (voir chapitre III) ;

➤ **Calage de la pompe :**

Il s'agit de déterminer la côte de l'axe de la pompe par rapport à niveau du plan d'eau d'aspiration pour qu'elle fonctionne sans le moindre risque de cavitation.

Pour les installations en charge :

$$V_{axe} = V_{min} - h_{asp}^{adm} + r \quad (V - 15)$$

Avec :

- V_{axe} : Niveau de l'axe de la pompe (mNGA) ;
- V_{min} : Niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (mNGA) ;

$$V_{min} = C_R + h_{inc} \quad (V - 16)$$

- C_R : Côte du radier de réservoir (mNGA) ;
- h_{inc} : Hauteur d'incendie dans le réservoir (m) ;
- r : marge de sécurité, $r = (0,1 - 0,3) \text{ m}$.

Application

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 3.8 \text{ m}$.
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 \times 968 \Rightarrow P_{at} = 8.98 \text{ mce}$.
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20^\circ\text{C}$: $T_v = 0,24 \text{ mce}$.
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = 1,5 \times d_a$ Avec : $d_a = 400 \text{ mm}$

Donc : $D_a = 1,5 \times 400 \Rightarrow D_a = 600 \text{ mm}$

La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 \times 1272}{\pi \times 0,6^2 \times 3600} \Rightarrow V_a = 1,25 \text{ m/s}$ (cette Vitesse est admissible)

- $\lambda = (1,14 - 0,86 \text{ Ln } \frac{1,4}{600})^{-2} \Rightarrow \lambda = 0,0248$
- La perte de charge linéaire à l'aspiration sachant que :

$$\Delta h_{asp}^{lin} = \frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{\pi^2 \times g \times D_{asp}^5} \Rightarrow \Delta h_{asp}^{lin} = \frac{8 \times 0,0248 \times 16 \times (\frac{1272}{3600})^2}{\pi^2 \times 9,81 \times 0,6^5} = 0,05 \text{ m}$$

La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,15 \times 0,05 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,058 \text{ m}$

- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 3,8 + 0,3 - 8,98 + 0,24 + \frac{1,25^2}{2 \times 9,81} + 0,058 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = -4,5 \text{ m}$$

Donc on change le type d'installation (on opte pour une installation en aspiration) :

$$h_{asp}^{adm} = P_{at} - (NPSH)_r - r - T_v - \frac{V_a^2}{2 \times g} - \Delta h_{asp} \tag{V -17}$$

$$h_{asp}^{adm} = 8,98 - 3,8 - 0,3 - 0,24 - \frac{1,25^2}{2 \times 9,81} - 0,058 = 4,5 \text{ m}$$

- Le niveau minimum du plan d'aspiration:

$$\nabla_{min} = 997,6 + 0,6 \Rightarrow \nabla_{min} = 998,2 \text{ mNGA}$$

$$\text{La côte de l'axe de la pompe : } \nabla_{axe} = 998,2 + 4,5 - 0,3 \Rightarrow \nabla_{axe} = 1002,4 \text{ m}$$

V.10.1.6. Génie civil de la station de pompage

Les étapes du dimensionnement de la station de pompage sont :

1) Bâtiment de la station de pompage

➤ **Bâtiment de la station de pompage SP1**

Il existe différents types de bâtiments pour une station de pompage :

- Type bloc ;
- Type bloc approfondi ;
- Type bache sèche ;
- Type bache sèche approfondie ;
- Type bache mouillée avec pompe noyée ;
- Type bache mouillée avec pompe de surface ;
- Type de surface.

Le choix de type de bâtiment en fonction des paramètres mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau V.9 : Choix du type de bâtiment

Paramètres	Type du bâtiment			
	Bloc	Bâche sèche	Bâche mouillée	Surface
Débit (m ³ /s)	>2	<2	<6	<1,5
Type de pompe	Axiales verticales	Pompes centrifuges	Axiales verticales	Pompes centrifuges
Installation	<0 (en charge)	<0 (en charge) >0 (en aspiration)	<0 (en charge)	>0 (en aspiration)
Variation du plan d'eau d'aspiration	1 à 2m	1 à 3	N'importe	Importante

D'après le tableau V.9, On choisit de projeter un bâtiment de type surface car :

- Le débit de la station de pompage est de 1.06 m³/s.
- Les pompes choisies sont de type centrifuge.

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

Il est recommandé de prendre :

- La hauteur de station de pompage normalisée ($H_b = 3,5 \text{ m} ; 4,2 \text{ m} ; 4,8 \text{ m} ; 5,4 \text{ m} ; 6 \text{ m} \dots$) ;
- La longueur du bâtiment normalisée ($L_b = 3 \text{ m} ; 6 \text{ m} ; 18 \text{ m} ; 21 \text{ m} ; 24 \text{ m} \dots$) ;
- La distance entre les poteaux ($3 \text{ m} ; 6 \text{ m} ; 9 \text{ m} ; 12 \text{ m} \dots$) ;
- Il faut respecter certaines distances pour faciliter le mouvement des personnels ainsi que pour des raisons de sécurité.

2) Dimensionnement du bâtiment :

Les différentes dimensions de la station de pompage sont :

• Epaisseur des murs du bâtiment :

On prévoit des murs à double cloisonnement avec des briques de 10 cm d'épaisseur séparées entre elle d'un vide de 10 cm, donc l'épaisseur du mur sera de **30 cm**.

• La hauteur du bâtiment :

$$H_b = h_5 + h_6 + h_7 + h_8 + h_9$$

Avec :

h_5 : Distance verticale $h_5 = h_p + h_{\text{soacle}} + h_{\text{réserve}}$;

h_p : Hauteur de la pompe est égale à 1455 mm ;

h_{soacle} : Hauteur de socle est égale à 0.3 m ;

$h_{\text{réserve}}$: Hauteur de réserve = 0,5 m ;

Donc : $h_5 = 1455 + 300 + 500 = 2255 \text{ mm}$;

h_6 : Hauteur réservée à l'homme $h_6 = 2,2 \text{ m}$;

h_7 : Hauteur du plan roulant $h_7 = 0,3 \text{ m}$;

h_8 : Hauteur profilée $h_8 = 0,8 \text{ m}$;

h_9 : Hauteur de sécurité $h_9 = 0,5 \text{ m}$;

Donc : $H_b = 2,255 + 2,2 + 0,3 + 0,8 + 0,5 = 6 \text{ m}$

• Longueur du bâtiment :

La longueur du bâtiment est calculée par la formule suivante :

$$L_b = n_p \times L + L_{int} + L_{pf} + L_r + 2S$$

Avec:

n_p : nombre de pompes = 04 pompes (tenant compte de la pompe de secours) ;

L : Longueur de la pompe + moteur; $L = 2750 \text{ mm}$;

L_{int} : Distance entre deux pompes voisines; $L_{int} = (0,8-1,2) \text{ m}$; On prend : $L_{int} = 1,2 \text{ m}$;

L_{pf} : Longueur de la plate-forme ; $L_{pf} = 3 \text{ m}$;

L_r : Longueur de l'armoire électrique ; $L_r = (2-3) \text{ m}$, on prend $L_r = 3 \text{ m}$;

S : épaisseur du mur ; $S = 0,3 \text{ m}$;

Donc : $L_b = (2,75 \times 4) + 1,2 + 3 + 3 + (2 \times 0,3) = 18,8 \text{ m}$

Donc : $L_b = 18,8 \text{ m}$

• **Largeur de la salle des machines :**

Elle est calculée par la formule suivante :

$$l_m = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + 2S$$

Avec :

l_1 : Distance entre le mur et le premier organe = $(0,2 \div 0,3) \text{ m} \Rightarrow l_1 = 0,3 \text{ m}$;

l_2 : Distance entre les tubulures $l_2 = 0,9 \text{ m}$;

l_3 : Longueur des accessoires à l'aspiration ;

l_4 : Longueur des accessoires au refoulement ;

S : épaisseur du mur ; $S = 0,3 \text{ m}$;

$$l_3 + l_4 = l_p + l_{tr} + l_{tasp} + l_c + l_j$$

l_p : Longueur de la pompe = $1,395 \text{ m}$;

l_{tr} : Longueur de la tubulure de refoulement $l_{tr} = 2 \times d_r = 2 \times 300 \Rightarrow l_{tr} = 0,6 \text{ m}$;

l_{tasp} : Longueur de la tubulure d'aspiration $l_{tasp} = 2 \times d_a = 2 \times 400 \Rightarrow l_{tasp} = 0,8 \text{ m}$;

l_c : longueur de divergent = $0,4 \text{ m}$;

l_j : longueur des joints = $0,5 \text{ m}$;

Donc : $l_m = 0,3 + 0,9 + 1,395 + 0,6 + 0,8 + 0,4 + 0,5 + (2 \times 0,3) = 5,5 \text{ m}$

On prend $l_m = 6 \text{ m}$

• **Largeur du bâtiment:**

$$l_b = l_m + l_{bureau} + 1,2 \text{ m}$$

avec : $l_{bureau} = 3 \text{ m}$

Donc : $l_b = 6 + 3 + 1,2 = 10,2$

On prend : $l_b = 11,65 \text{ m}$

• **Dimensions des portes :**

- Porte principale : $4,2 \times 3,2 \text{ m}^2$;

- Porte secondaire : $2,2 \times 1,2 \text{ m}^2$;

• **Dimensionnement des fenêtres :**

Il faut avoir un éclairage de surface de (10 à 15) % de la surface de la station en plus de l'éclairage électrique. On prend 12,5%.

$$S(\text{fenêtres}) = 0,125 \times 18 \times 6 \Rightarrow S(\text{fenêtres}) = 13,5 \text{ m}^2 ;$$

Le nombre de fenêtres :

$$N(\text{fenêtres}) = \frac{\sum S(\text{fenêtre})}{(2,2 \times 1,4)} = 4,38 \Rightarrow 05 \text{ fenêtres.}$$

V.10.2. La station de pompage SP2

V.10.2.1. Etude du pompage de SP2 par le logiciel CAPRARI

La SP2 refoule un débit de 1060 l/s, pour une HMT de 190.57 m, une hauteur géométrique de 141.7 m, sur une longueur de 9411m.

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau suivant :

Tableau V.10. Caractéristique des pompes en fonction de leur nombre

n	Q _{app} (l/s)	HMT appelée (m)	Type de pompe	Rendement %	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	Nbr d'étage	P _{abs} (Kw)	NPSH _r (m)
10	106	190.57	PM 125/3B	67.2	192	2900	/3B	299	17.7
11	96.36	190.57	PM 150/8A	75.7	192	1450	/8A	243	5.07
12	88.33	190.57	PM 150/7A	79.2	189	1450	/7A	204	3.53

A partir du tableau **V.10** on déduit que la variante de 10 pompes est celle qui assure le refoulement du débit appelé avec le nombre de pompes minimal.

On opte alors pour un nombre de pompe 10 avec 3 pompes de secours. Ces 13 pompes sont identiques de type **PM 125 /3B.CAPRARI**

➤ **Courbes caractéristiques des pompes :**

Les courbes caractéristiques de la pompe : [H – Q], [P_{abs}– Q], [η – Q], [(NPSH)_r – Q] sont retirées à partir de logiciel de CAPRARI et sont représentées par la figure **V.7**

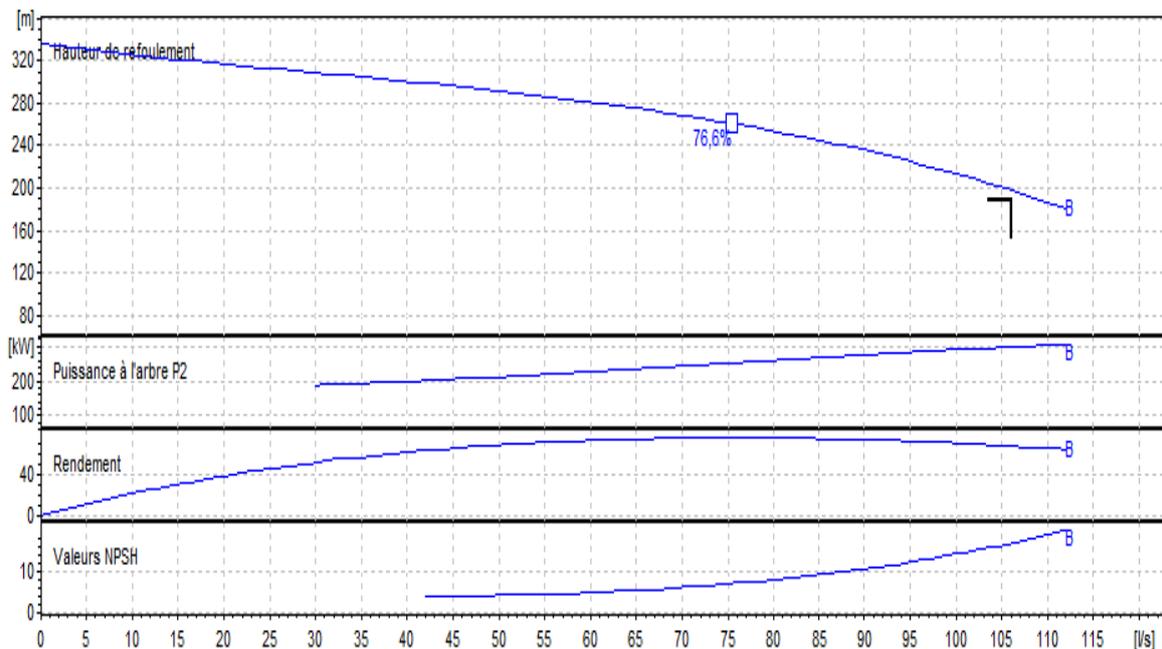


Figure V.7. Les courbes caractéristiques de la pompe du SP2 de type PM 125/3B.CAPRARI.

- Le type de pompe choisie pour SP2 par le logiciel de sélection Caprari est le même choisie pour SP1, cependant on note les même caractéristiques de la pompe, de son moteur, de ses matériaux et organes ainsi que leurs dimensions.

V.10.2.2. Etude du pompage de SP2 par logiciel KSB

La SP2 refoule un débit de 1060 l/s, pour une HMT de 190.57 m, une hauteur géométrique de 141.7 m, sur une longueur de 941m.

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau suivant :

Tableau V.11. Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

N	Q _{app} (m ³ /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	taille	Rendement %	Vitesse (tr/min)	P _{abs} (Kw)	NPSH _r (m)	Diamètre effectif (mm)	Diamètre de roue non réduit (mm)
1	3816	190.57	-	-	-	-	-	-	-	-
2	1908	190.57	-	-	-	-	-	-	-	-
3	1272	190.57	Omega	300- 700 A	81.3	1492	780.68	3.81	705	705
4	954	190.57	Omega	300- 700 A	75.51	1492	655.11	3.90	697	705

A partir du tableau **V.11**, on déduit que la variante de trois (03) pompes est la seule qui peut assurer le débit appelé et la HMT appelée.

Nous optons alors pour trois pompes (03) plus une (01) pompe de secours, ces quatre (04) pompes sont identiques de type Omega Shanghai 300 -700.

➤ **Courbes caractéristiques des pompes :**

Les courbes caractéristiques de la pompe : [H – Q], [P_{abs} – Q], [η – Q], [(NPSH)_r – Q] sont tirées du catalogue des pompes KSB et sont représentées par la figure **V.8**

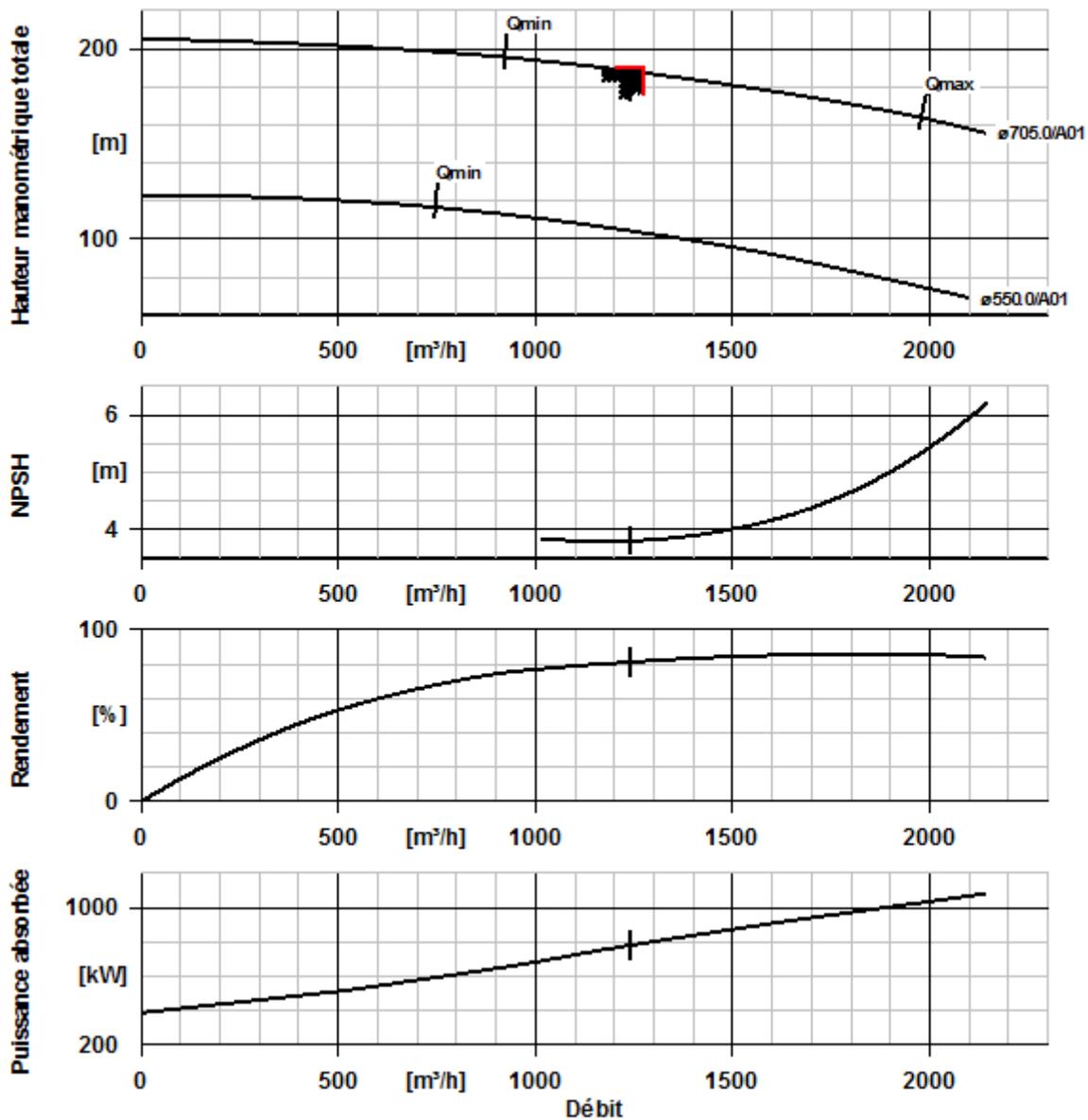


Figure V.8. Les courbes caractéristiques de la pompe du SP1 de type Omega Shanghai 300-700

- Le type de pompe choisi pour SP2 par le logiciel de sélection KSB est le même choisi pour SP1, cependant on note les mêmes caractéristiques de la pompe, de son moteur et leurs dimensions.

V.10.2.3. Choix des pompes

D'après l'étude comparative du pompage de la station SP2 avec les logiciels CAPRARI et KSB, on déduit que le choix des pompes de type KSB sera plus économique pour refouler le débit appelé avec un minimum de pompes et un meilleur rendement.

→ SP2 sera donc équipée avec (3+1) pompes de type Omega Shanghai 300-700 (KSB)

V.10.2.4. Courbe caractéristique de la conduite :

Tableau V.12. Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP2- Réservoir Tampon)

N°	Q (m ³ /h)	3Q (m ³ /h)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{éc} (m)	λ	Δh _p ^{lin} (m)	Δh _t (m)	H _c (m)
1	0	0	141.7	9411	0.9	0,0223	0	0	141,7
2	250	750	141.7	9411	0.9	0,0223	1.27	1.4	143.1
3	500	1500	141.7	9411	0.9	0,0223	5.1	5.61	147,31
4	1000	3000	141.7	9411	0.9	0,0223	20.39	22.43	164,13
5	1250	3750	141.7	9411	0.9	0,0223	31.86	35.05	176.75
6	1500	4500	141.7	9411	0.9	0,0223	45.88	50.47	192,17
7	1750	5250	141.7	9411	0.9	0,0223	62.45	68.7	210.4
8	2000	6000	141.7	9411	0.9	0,0223	81.57	89.73	231,43

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure V.9

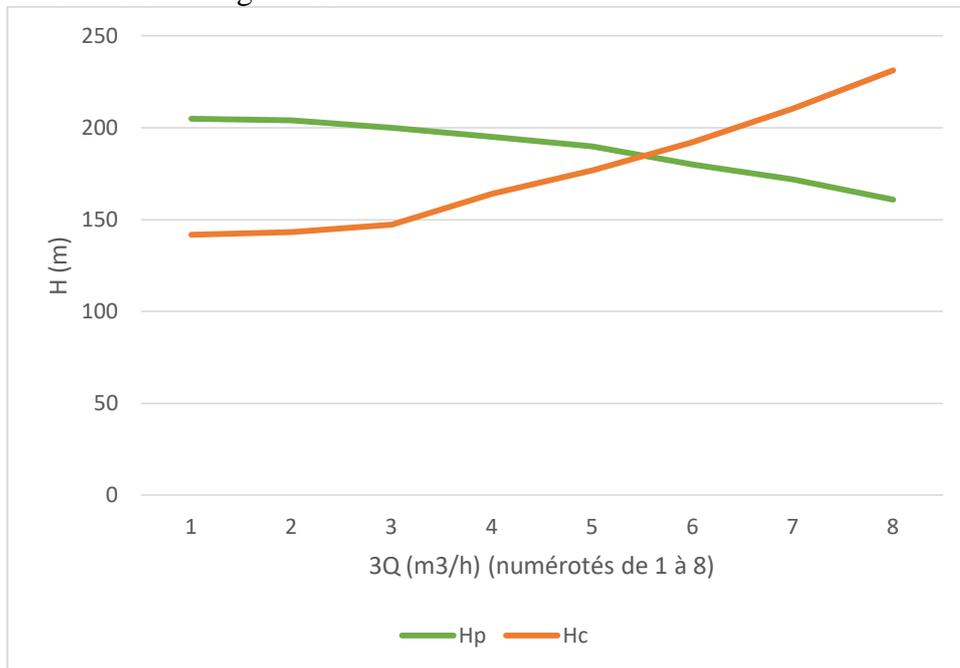


Figure V.9 : Point de fonctionnement des pompes de la station SP1

Le débit et la hauteur manométrique totale correspondant au point de fonctionnement (pf) sont :

- $Q_{pf} = 3820 \text{ m}^3/\text{h} \approx Q_{app} = 1060 \text{ l/s} = 3816 \text{ m}^3/\text{h}$
- $H_{pf} = 190 \text{ m} \approx H_{app} = 190.57 \text{ m}$

Conclusion : dans notre cas $Q_{pf} \approx Q_{app}$ donc on n'aura pas besoin de réglage du débit.

V.10.2.5. Etude de la cavitation

Application

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 3.81$ m.
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 \times 1112 \Rightarrow P_{at} = 8.78$ mce.
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20^\circ\text{C}$: $T_v = 0,24$ mce.
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = 1,5 \times d_a$ Avec : $d_a = 400$ mm

Donc : $D_a = 1,5 \times 400 \Rightarrow D_a = 600$ mm

La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 \times 1272}{\pi \times 0,6^2 \times 3600} \Rightarrow V_a = 1,25$ m/s (cette Vitesse est admissible)

- $\lambda = (1,14 - 0,86 \ln \frac{1,4}{600})^{-2} \Rightarrow \lambda = 0,0248$
- La perte de charge linéaire à l'aspiration sachant que :

$$\Delta h_{asp}^{lin} = \frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{\pi^2 \times g \times D_{asp}^5} \Rightarrow \Delta h_{asp}^{lin} = \frac{8 \times 0,0248 \times 1054 \times (\frac{1272}{3600})^2}{\pi^2 \times 9,81 \times 0,6^5} = 3,47 \text{ m}$$

La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,15 \times 3,46 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 3,99$ m

- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 3,81 + 0,3 - 8,78 + 0,24 + \frac{1,25^2}{2 \times 9,81} + 3,99 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = -0,36 \text{ m}$$

Donc on change le type d'installation (on opte pour une installation en aspiration) :

$$h_{asp}^{adm} = P_{at} - (NPSH)_r - r - T_v - \frac{V_a^2}{2 \times g} - \Delta h_{asp}$$

$$h_{asp}^{adm} = 8,78 - 3,81 - 0,3 - 0,24 - \frac{1,25^2}{2 \times 9,81} - 3,99 = 0,36 \text{ m}$$

- Le niveau minimum du plan d'aspiration:

$$\nabla_{min} = 1120 \text{ mNGA}$$

L'aspiration est à partir d'une bache, on peut prendre :

$$\nabla_{min} = 1120 + 0,1 = 1120,1 \text{ m}$$

V.10.2.6. Génie civil de la station de pompage

1) Bâtiment de la station de pompage SP2

D'après le tableau V.9, On choisit de projeter un bâtiment de type surface car :

- Le débit journalier de la station de pompage est de $1,06 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Les pompes choisies sont de type centrifuge.

2) Dimensionnement du bâtiment

Les différentes dimensions de la station de pompage SP2 sont les mêmes que SP1, vu le même type et nombre de pompes adaptées.

Conclusion

Ce chapitre a permis de faire l'étude du pompage des deux stations SP1 et SP2 de notre projet. D'après les résultats obtenus, on a constaté qu'il est plus économique d'utiliser un total de quatre pompes KSB axiales monocellulaires à axe horizontale de type Omega Shanghai 300-700 pour chaque station de pompage, tout en assurant le débit et la hauteur manométrique totale appelés, et en respectant les conditions de bon fonctionnement.

CHAPITRE VI:

POSE ET PROTECTION DES CONDUITES

Chapitre VI : Pose et protection des conduites

Introduction

Dans ce chapitre nous allons présenter les différents types de pose de canalisations selon la nature du terrain traversé. Nous allons également proposer les accessoires et équipements hydrauliques nécessaires dans une adduction en montrant le rôle de chacun. Ce chapitre comprend aussi l'étude du phénomène du coup de bélier ainsi que les moyens de lutte contre ce phénomène pour une meilleure protection des conduites et une longue durée de service.

VI.1. Pose de canalisation

VI.1.1. Principe de pose de canalisations

- Les canalisations sont généralement posées en tranchée à l'exception de certains cas où elles sont posées sur sol à condition d'être rigoureusement entretenus et protégées ;
- Si la canalisation est posée en tranchée. Celle-ci doit être suffisamment large de façon à permettre l'entrée des ouvriers. Le fond doit avoir été réglé et nivelé conformément au profil en long définitif de la conduite ;
- La tranchée devra présenter un élargissement au niveau des joints;
- L'épaisseur du remblai au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite est variable suivant les régions du fait du gel. En général, elle est de 1m dans les régions tempérées et de 1,25 à 1,50 m dans les régions à climat rigoureux ;
- Une conduite doit toujours être posée de façon à créer des points bas pour la vidange et des points hauts pour l'évacuation de l'air entraîné soit lors du remplissage de la conduite soit pendant le fonctionnement. On adopte en conséquence un tracé avec des pentes de quelques mm par mètre et des changements de pente tous les 200 à 400 m ;
- Les canalisations doivent être éloignées lors de la pose de tout élément dur d'environ 10 cm, de 30cm des câbles électriques et de 60 cm des canalisations de gaz.

VI.1.2. Différents types de pose des conduites

Le choix du type de pose des conduites dépend essentiellement de la topographie du terrain, de la disposition des lieux et des différents obstacles.

VI.1.2.1. Pose dans un terrain ordinaire

La canalisation est posée en tranchée ayant une largeur minimale de 60 cm. Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur de 15 à 20 cm convenablement nivelé. Avant la mise en fouille, on possède à un triage de conduite de façon à écarter celles qui ont subies de chocs, des fissures, ..., après cela on pratique la descente en lit soit manuellement soit mécaniquement d'une façon lente.

Dans le cas d'un soudage de joints, cette opération doit être faite de préférence en fond de tranchée en calant la canalisation soit avec des butées de terre soit avec des tronçons de madriers en bois disposés dans le sens de la longueur de la tranchée.

L'essai de pression des conduites et des joints doit toujours avoir lieu avec remblaiement, l'essai consiste au remplissage de la conduite par l'eau sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 min environ, la diminution de la pression ne doit pas excéder 0,2 bars.

Le remblaiement doit être fait par couche de 20 à 30 cm exempts de pierre et bien pilonné et sera par la suite achevé avec des engins.

VI.1.2.2. Pose de canalisations dans un terrain marécageux

Si on pose la conduite sur un mauvais terrain (terrains marécageux), il sera nécessaire d'éviter les affaissements (tassement) qui rompraient la conduite où démonteraient les joints en coulant au fond de la tranchée une dalle en béton armé.

VI.1.2.3. Traversée des routes

Pour protéger les tuyaux des charges importantes qui peuvent causer des ruptures et par conséquent des infiltrations nuisibles à la conduite on prévoit les solutions suivantes :

- **Les gaines** : ce sont des buses de diamètre supérieur dans lesquelles les conduites sont introduites.
- **Par enrobage dans le béton** : dans ce cas, les tuyaux sont couverts de béton noyer la plus grande partie du tuyau dans le béton.

VI.1.2.5. Pose des conduites traversées des cours d'eau

En fonction de la traversée et de l'importance de l'adduction, la pose de conduites à travers un oued demande certains travaux confortatifs. Deux cas peuvent se présenter :

- ✓ **1 er cas** : l'existence d'une route servira également à supporter la conduite d'adduction.
- ✓ **2 ème cas** : si le pont route n'existe pas, la canalisation pourra suivre le lit de la rivière, elle sera posée sur des ouvrages spéciaux.

VI.1.2.6. Pose à proximité d'une conduite d'assainissement

Lorsque la pose des conduites de distribution et celle d'assainissement sont placées dans la même tranchée, il faut placer les tuyaux des eaux potables au-dessus des eaux usées.

VI.1.2.7. Pose de canalisation sans ouverture de tranchée

Initialement mise en œuvre pour des franchissements d'obstacles délicats (voie de chemin de fer, chaussée à forte circulation, cours d'eau, etc), les techniques de pose sans ouverture de tranchée sont de plus en plus répandues, en milieu urbain notamment. Parmi leurs avantages, il faut relever une moindre gêne pour les riverains des chantiers, une sécurité accrue pour le personnel et pour les autres réseaux ou équipements enterrés, parfois une réduction des coûts. L'usage différencie les techniques de fonçage pour les Ø 800 et plus, et les techniques de forages pour les diamètres inférieurs.

➤ **Pose par fonçage**

Les fonçages sont généralement rectilignes et le plus souvent horizontaux, mais quelquefois en légère courbe et en faible pente.

➤ **Pose par forage dirigé**

La pose d'une canalisation par forage dirigé est réalisée en deux étapes :

- 1- Forage du trou pilote : une tête pilotée de forage munie de buses d'injection de bentonite, et actionnée par un train de tiges, réalise un premier tracé de faible diamètre (50 mm), par rotation et jets à haute pression de bentonite.
- 2- Alésage du trou pilote et tirage des tuyaux en fonte ou en PEHD : lorsque la tête de forage atteint la fouille d'arrivée, elle est remplacée par une tête d'alésage dont le diamètre dépend de la conduite à installer, et qui réalise en retour le passage définitif, tout en tractant la conduite en polyéthylène ou en fonte adaptée au forage.

Variantes de pose retenues

Comme notre zone d'étude s'étale sur un sol de type ordinaire, et nous trouvons à travers le tracé de l'adduction des traversées de routes, d'Oueds, de voies ferrées ainsi que des gazoducs (voire planche n° 01), nous retenons les variantes de pose adéquates montrées dans les figures suivantes :

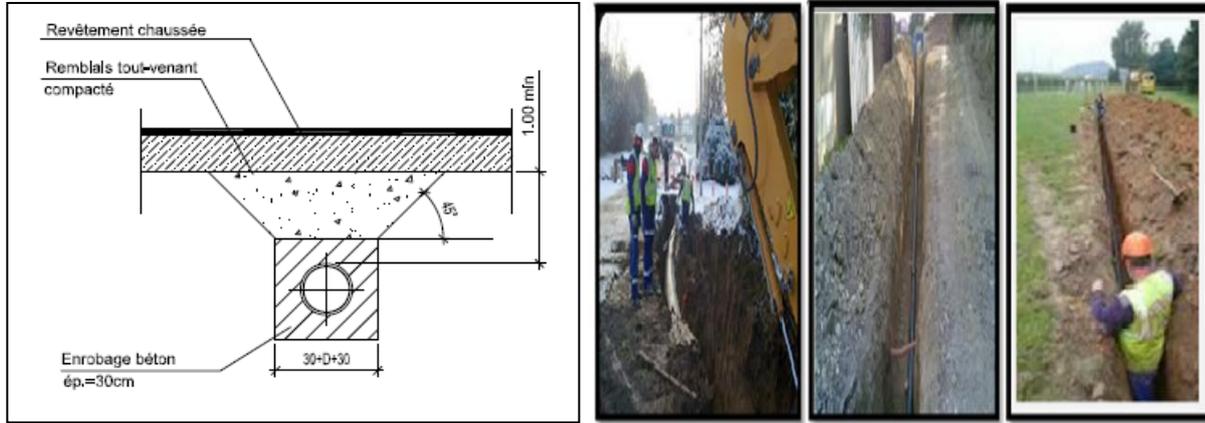


Figure VI.1 : Pose de canalisation dans un terrain ordinaire

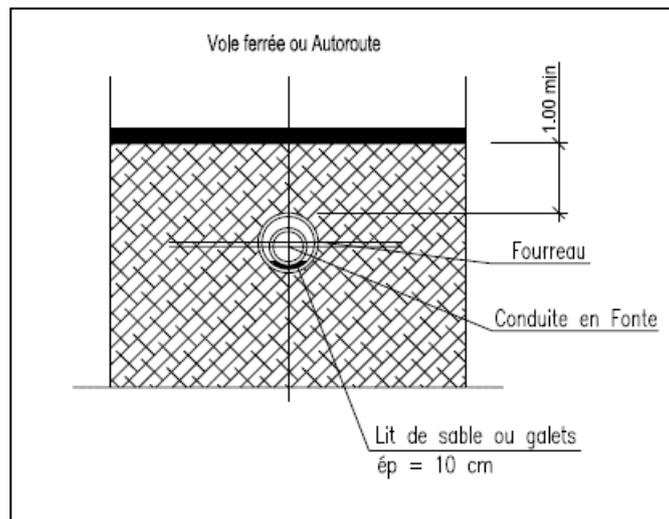


Figure VI.2. Pose de canalisation dans une traversée de voie ferrée

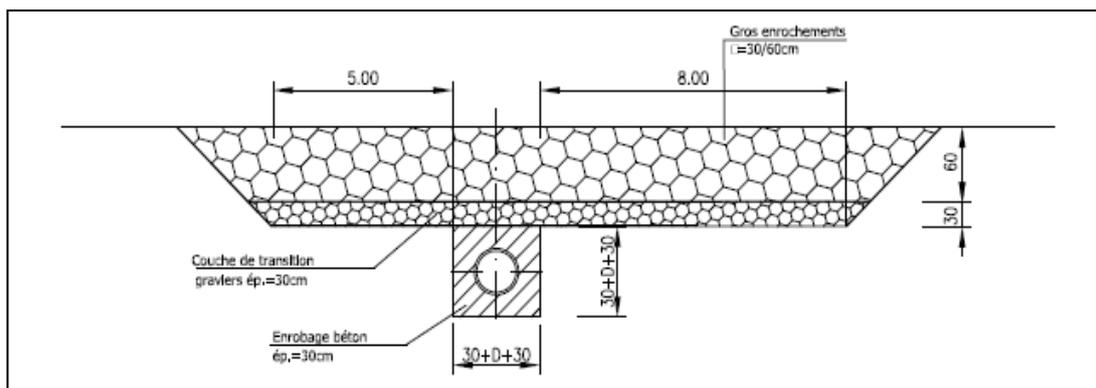


Figure VI.3. Pose de canalisation dans une traversée d'Oued

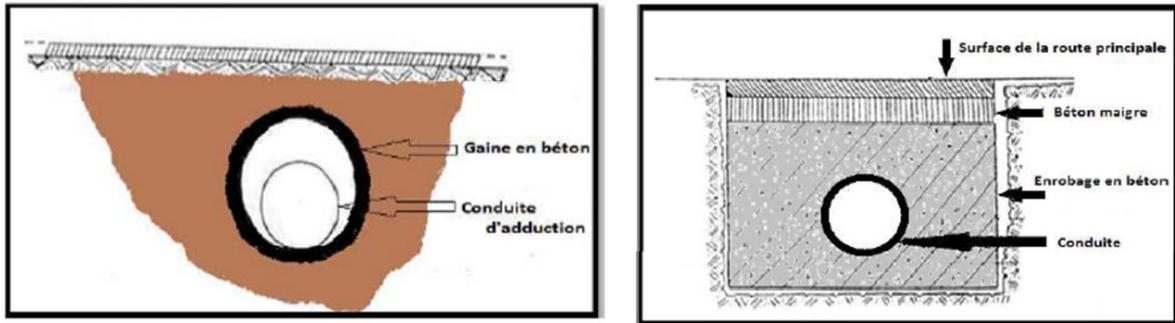


Figure VI.4. Pose de canalisation dans une traversée de route

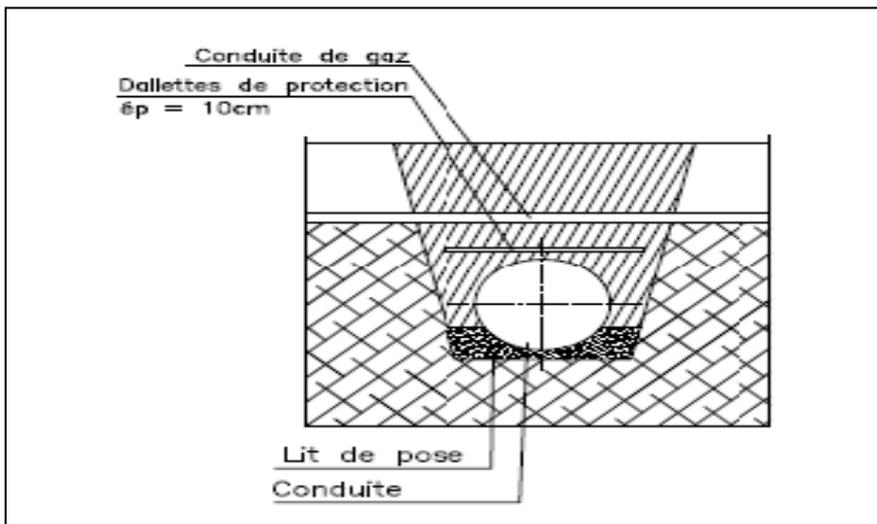


Figure VI.5. Pose de canalisation dans une traversée de conduite de gaz

VI.1.3. Butée et amarrage

C'est une disposition spéciale distinguée dans la pose des conduites utilisées dans des changements de direction ou dans l'assemblage, afin d'assurer la stabilité et la résistance des canalisations à la poussée exercée par l'eau au niveau des canaux, des coudes et extrémités (réseau de distribution) ou la rupture pourra survenir. On construit alors des massifs en béton qui, par leur poids, s'opposent au déboîtement des joints.

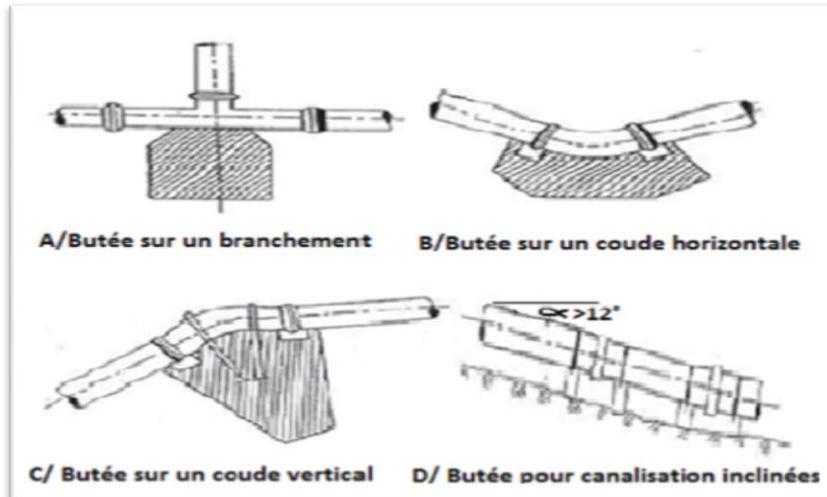


Figure VI.6. Les butées

VI.1.4. Accessoires et équipements hydrauliques

D'après notre profil en long et pour le bon fonctionnement et une exploitation rationnelle de notre réseau d'adduction, nous proposons :

VI.1.4.1.Équipement de point haut

Chaque point haut du profil en long de la canalisation, et en fonction des diamètres des conduites, sera équipé d'une ventouse DN 150 mm à triple effets, qui assurera tout ou partie des fonctions suivantes :

- Le dégazage à faible débit de l'air accumulé aux points hauts en fonctionnement normal de l'adduction (purgeur) ;
- L'évacuation de l'air pendant les phases de remplissage de la canalisation, à grand débit pour limiter le temps nécessaire à l'opération ;
- L'entrée d'air à grand débit pendant les phases de vidange de la canalisation pour limiter la mise en dépression relative de la canalisation (clapet d'entrée d'air).

VI.1.4.2.Equipement de point bas

Les vidanges sont installées aux points bas du profil en long pour permettre une vidange complète de la canalisation dans le but de permettre toute intervention de maintenance ultérieure. L'implantation de ces ouvrages est définie sur les plans du tracé de la conduite d'adduction.

VI.1.4.3. Vannes de sectionnement

La mise en place d'ouvrages de sectionnement régulièrement répartis le long de l'adduction est nécessaire pour des raisons d'exploitation et de maintenance. Ils permettront notamment de mieux maîtriser le processus de vidange et de remplissage de la canalisation à l'occasion des interventions nécessitant sa mise hors d'eau. Ainsi, le délai global d'intervention sera d'autant plus court que la section de canalisation que l'on pourra isoler sera courte. Ils permettent aussi le réglage des débits. On les place à la sortie de la conduite de départ, chaque 500m si la longueur de la conduite est très importante.

a) Robinet vanne à opercule

Ce sont des appareils de sectionnement fonctionnant soit en ouverture totale, soit en fermeture totale. Leur encombrement est considérable comparé à celui des vannes papillon. L'arrêt est fait par un obturateur en forme de coin.

b) Vannes papillon

Peuvent aussi bien servir pour le sectionnement que pour le réglage des débits. Elles sont d'un encombrement réduit, légères, le couple de manœuvre est faible et créent de faibles pertes de charge à pleine ouverture.

Remarque

Pour notre réseau d'adduction, on prévoit l'installation :

- Des robinets vannes à opercule à la sortie de chaque pompe, sur chaque conduite d'arrivées et de vidange des réservoirs, sur la conduite d'aspiration de chaque pompe et au maximum chaque 400 m de la conduite gravitaire et de refoulement.
- Des robinets vannes papillon sur chaque conduite de départ du réservoir.

c) Vannes d'altitude

Elles sont placées à l'entrée d'un réservoir élevé, lorsque dans ce réservoir l'eau atteint son niveau maximum. La vanne se ferme sous l'effet de la pression de l'eau et, on évite que le réservoir ne déborde.

VI.1.4.4. Clapet anti-retour

Le clapet anti retour est un appareil simple. Schématiquement, il fonctionne comme une porte. C'est un accessoire permettant l'écoulement du liquide dans un seul sens.

Remarque :

Dans notre cas, on prévoit l'installation d'un clapet anti retour à la sortie de chaque pompe.

VI.1.4.5. Crépines [5]

La crépine évite l'entrée accidentelle de corps solides dans la pompe, elle est constituée par un cylindre perforé qui refuse le passage à des objets.

Il est à noter qu'une crépine doit toujours être entièrement immergée pour éviter les rentrées d'air et éloignée d'environ 0,5 m du fond du puisard.

Les crépines sont installées dans chaque conduite de départ (collecteur d'aspiration) à l'intérieur des réservoirs.

VI.1.4.6. Organes de mesure [1]

a) Mesure de débit

Le réseau d'adduction nécessite l'emplacement des appareils de mesure de débit, qui seront installés en des points adéquats. On distingue des appareils traditionnels tel que le diaphragme, le venturi et la tuyère, et d'autres comme débitmètre électromagnétique, massique et débitmètre à turbine.

b) Mesure de pression

Les appareils utilisés pour la mesure de pression sont :

➤ Manomètres à aiguilles

Dans les manomètres à aiguille, le mouvement est transmis à l'aiguille soit par un secteur denté soit par un levier soit par une membrane. L'avantage de cette transmission est la facilité d'étalonnage et son inconvénient réside dans l'usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des vibrations.

➤ Manomètres à soufflet

Ce sont des manomètres dont l'organe actif est un élément élastique en forme de soufflet. Sous l'effet de la pression, le soufflet se déforme dans la direction axiale. Les manomètres à soufflet présentent l'avantage d'éliminer le danger de gel et leur inconvénient réside dans leur sensibilité aux vibrations et au surchauffage.

VI.1.4.7. Organes de raccordement [1]

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

- La dérivation d'une partie d'écoulement ;
- L'introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire ou son soutirage ;
- Le changement de diamètre de la conduite ;
- Le montage et le démontage des accessoires ;
- Le changement de direction de la conduite.

a) Coudes

Les coudes sont des accessoires utiles surtout pour les réseaux maillés et ramifiés, lorsque la conduite change de direction. Généralement, les coudes sont maintenus par des massifs de butées, convenablement dimensionnés.

On distingue des coudes à deux emboîtements ou bien à emboîtements et à bout lisse ; les deux types de coude se présentent avec un angle α de : 1/4 (90°), 1/8 (45°), 1/16 (22°30'), 1/32 (11°15').

b) Cônes

Les cônes sont utilisés pour relier deux conduites de diamètres différents comme on les rencontre aussi à l'entrée et à la sortie des pompes. On distingue :

- Les cônes à deux emboîtements ;
- Les cônes à deux brides ;
- Les cônes à emboîtement et bride.

c) Tés

Les tés sont utilisés dans le but de soutirer un débit d'une canalisation ou d'ajouter un débit complémentaire. Ils sont rencontrés au niveau des réseaux maillés, ramifiés et des canalisations d'adduction en cas de piquage. Les tés se présentent soit à trois emboîtements, soit à deux emboîtements et brides.

d) Joints de démontage

En pratique, on rencontre des manchons à bouts lisses des deux extrémités, à deux emboîtements, à emboîtements et bout lisse, à deux brides, à bride et bout lisse, à emboîtement et bride, on les rencontre surtout au niveau des montages des appareils accessoires (vannes, clapet...) et au niveau de certains joints.

VI.2. Protection des canalisations

Qu'elles soient posées en terre, ce qui est le cas général, ou en galeries, les conduites d'adduction gravitaire ou par refoulement, sont menacées de dégradation ou de destruction par causes divers naturelles ou artificielles.

Leur bonne conservation dépend, en premier lieu, de la qualité du matériau dont elles sont constituées et surtout de son adaptation aux caractéristiques physico-chimiques des terrains dans lesquels elles sont posées.

VI.2.1. Protection des conduites contre le coup de bélier [6]

VI.2.1.1. Définition

Le coup de bélier est une série d'ondes de pression qui se produit quand le régime d'écoulement dans une conduite fermée, se trouve rapidement modifié, il se produit un agressif changement de pression. Ce phénomène est provisoire, il apparaît généralement lors d'une intervention sur un appareil appartenant au réseau (pompes, vannes,...).

VI.2.1.2. Causes du coup de bélier

Le coup de bélier peut prendre naissance aussi bien dans les conduites gravitaires que dans les refoulements, ces effets les plus importants, dans une conduite alimentée par des pompes à moteurs électriques, sont ceux que l'on observe lors de:

- L'ouverture ou la fermeture rapide des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire,
- La mise en marche ou l'arrêt brusque des pompes dans les conduites en charge par refoulement,
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage est cependant la cause la plus répandue du coup de bélier,
- La mauvaise utilisation des appareils de protection.

VI.2.1.3. Conséquences du phénomène

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

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

a) Cas de surpression

Si la somme de la surpression et de la pression initiale dépasse la pression maximale admissible (PMA) de la conduite, il peut y avoir fissuration, des cassures de cette dernière, et déboîtement des joints.

b) Cas de dépression

Apparaît soit à la suite d'une forte pression, soit à la suite d'un arrêt brusque d'une pompe ou d'une ouverture instantanée d'une vanne de sectionnement. Si la pression devient inférieure à 10 m.c.e, ceci entraîne une implosion de la conduite, cavitation, l'aspiration des joints, décollement de l'enduit interne de protection.

c) Fatigue de la conduite

L'alternance des surpressions et des dépressions provoque la fatigue de la conduite.

VI.2.1.4. Moyens de protection contre le coup de bélier

Les effets du phénomène ne peuvent être totalement supprimés, mais il convient de les limiter à une valeur compatible avec la résistance des installations. Les appareils anti-bélier les plus utilisés sont les suivants :

- ✓ Les volants d'inertie, qui interviennent dans la protection contre les dépressions ;
- ✓ Les soupapes de décharge, qui interviennent dans la protection contre les surpressions ;
- ✓ Les réservoirs d'air et les cheminées d'équilibre, qui interviennent à la fois, dans la protection contre les dépressions et les surpressions.

a) Volants d'inertie

On peut protéger une conduite contre l'arrêt interprétatif de la pompe, en munissant celle-ci d'un volant d'inertie, ce dernier va restituer en fonction de cette inertie, l'énergie qu'il avait accumulée, par conséquent il va allonger le temps d'arrêt. (Il interviendra en dépression), il est utilisé pour les conduites dont la longueur < 1000 m.

- **Fonction** : Augmentation du temps d'annulation du débit.
- **Rôle anti-bélier** : écrêter les dépressions à l'aval de la pompe.

b) Soupape de décharge

C'est un organe qui s'ouvre et laisse passer un certain débit, lorsque la pression intérieure dépasse une valeur prédéterminée ; elle peut protéger efficacement contre les surpressions, à condition d'être bien entretenue.

c) Cheminées d'équilibre

Les cheminées d'équilibre sont établies à la station de pompage ou bien sur le tracé du refoulement quand celui-ci comporte des points hauts. Elles servent à injecter de l'eau dans la conduite en cas de dépression et à en réserver en cas de surpression. Elles sont établies pour des hauteurs géométriques faibles et des conditions topographiques favorables.

d) Le réservoir d'air

C'est une réserve d'eau accumulée sous pression, dans une capacité métallique disposée à la station de pompage et raccordée au refoulement à l'aval immédiat du clapet, sans tenir compte du relief.

Le réservoir d'air permet une alimentation en continue de la veine liquide après disjonction de groupe.

Remarque Dans notre cas, notre choix se portera sur ce dispositif pour les avantages qu'il présente :

- Il est utilisé comme protection contre la dépression et la surpression ; et pour les moyennes et grandes hauteurs de refoulement
- Il est simple à installer et facile à contrôler ;
- Bon fonctionnement ;
- Bonne sécurité ;
- Pas de pertes d'eau.

VI.2.1.5. Les réservoirs d'air

a) Principe de fonctionnement

Le réservoir d'air contient de l'eau et de l'air, en marche normale, la pression de cet air équilibre la pression dans la conduite au point considéré.

A la disjonction du groupe électrique, le clapet se ferme. Puisque la pompe ne fournit plus de pression, une partie de l'eau de la cloche est chassée dans la conduite. En effet, à ce moment, la pression de l'air de la cloche est encore supérieure à celle qui s'exerce à l'autre extrémité de la conduite, au réservoir. L'eau de la conduite revient en arrière après l'annulation de sa vitesse et remonte dans la cloche, il en résulte donc une succession de surpressions et de dépressions jusqu'à l'amortissement du phénomène.

La dissipation de l'énergie de l'eau peut être obtenue par le passage de celle-ci au travers d'un organe d'étranglement disposé à la base de la cloche.

b) Calcul des réservoirs d'air

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans les conduites de refoulement et le volume du réservoir d'air. Comme méthode de calcul, on distingue :

- ✓ **Méthode de Bergeron**
- ✓ **Méthode de Peuch et Meunier**
- ✓ **Méthode de Vibert**

c) Dimensionnement de réservoir d'air par la méthode de Vibert:

Les étapes à suivre pour déterminer le volume de réservoir d'air sont :

- 1) Calcul de la célérité d'onde dans les conduites :

On calculera la célérité d'onde pour les conduites enterrées, par la formule :

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

Avec :

- **K** : Coefficient d'élasticité de l'eau. $K = 2,07 \times 10^9$ Pascal
- **ρ** : Masse volumique de l'eau. $\rho = 1000$ Kg / m³
- **r_i** : Rayon intérieur de la conduite (m)
- **ν_m** : Coefficient de Poisson du matériau. $\nu_m = 0,3$ (fonte)
- **ν_s** : Coefficient de Poisson du sol entourant la conduite. $\nu_s = 0,33$
- **E_s** : Module de Young du sol. $E_s = 2 \times 10^8$ Pascal ;
- **E_m** : Module de Young du matériau de la conduite. $E_m = 1 \times 10^{11}$ Pascal pour la fonte
- **e_m** : Epaisseur de la conduite (m). $e_m = 0,0126$ m pour la fonte DN 900 (voir annexe VI.1)

La valeur maximale de la surpression et de la dépression est donnée par :

$$\Delta H_{max} = \pm \frac{C \times V_0}{g} \quad (\text{VI -2})$$

2) calcul de la charge tenant compte du coup de bélier :

$$Z = H_g \pm \frac{C \times V_0}{g} \text{ (m)} \quad \text{(VI-3)}$$

Avec :

- V_0 : Vitesse moyenne de refoulement en (m/s)
- g : L'accélération de la pesanteur (m/s^2)
- H_g : Hauteur géométrique (m)

3) Calcul de la charge statique absolue :

$$Z_0 = H_g + 10 \text{ (m)} \quad \text{(VI-4)}$$

Charge à la surpression :

$$H_s = H_g + \frac{C \times V_0}{g} \text{ (m)} \quad \text{(VI-5)}$$

Charge à la dépression:

$$H_s = H_g - \frac{C \times V_0}{g} \text{ (m)} \quad \text{(VI-6)}$$

4) Calcul de la charge maximal absolue :

$$Z_{max} = Z_0 + \frac{C \times V_0}{g} \text{ (m)} \quad \text{(VI-7)}$$

On a :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{Z_{max}}{Z_0} \\ \\ h_0 = \frac{V_0^2}{2 \times g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Abaque de Vibert} \Rightarrow \frac{U_0}{L \times S} ; \frac{Z_{min}}{Z_0} \text{ (voir annexe VI.2).}$$

A partir de $\frac{U_0}{L \times S}$, L et S, on tire U_0 , donc :

$$U_0 \times Z_0 = U_{max} \times Z_{min} \Rightarrow U_{max} = \frac{U_0 \times Z_0}{Z_{min}}$$

Avec : U_{max} : volume du réservoir d'air.

Application

Tronçon 1 de refoulement (SP1-Bâche de reprise)

- **Les données de bases :**

Les caractéristiques de l'adduction de refoulement du tronçon 1 (SP1-Bâche de reprise) sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau VI.1: Les caractéristiques de la conduite de refoulement du tronçon 1 (SP1-Bâche de reprise)

Type de matériau	D (mm)	S (m ²)	V (m/s)	L (m)	H _g (m)
Fonte	900	0.64	1.93	14356	127

• **Calcul de la célérité d'onde C**

Les résultats trouvés pour le calcul de la célérité d'onde **C** sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2: Calcul de célérité d'onde de la conduite de refoulement du tronçon 1 (SP1-Bâche de reprise)

K (Pa)	ρ (Kg/m ³)	r_i (m)	v_m	v_s	E_s (Pa)	E_m (Pa)	e_m (m)	C (m/s)
$2,07 \times 10^9$	1000	0.45	0.3	0.33	2×10^8	1×10^{11}	0.0126	964.21

• **Calcul de la capacité de réservoir**

Les résultats trouvés pour le calcul de volume de réservoir d'air sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.3 : Calcul de volume du réservoir d'air de l'adduction de refoulement du tronçon 1 (SP1-Bâche de reprise)

Z_0 (m)	Z_{max} (m)	V_0 (m/s)	g (m/s ²)	h_0 (m)	$\frac{h_0}{Z_0}$	$\frac{Z_{max}}{Z_0}$
137	325.65	1.93	9.81	0.19	0.00139	-

Tronçon 2 de refoulement (SP2-Réservoir tampon)

• **Les données de bases :**

Les caractéristiques de l'adduction de refoulement du tronçon 2 (SP2-Réservoir tampon) sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau VI.4: Les caractéristiques de la conduite de refoulement du tronçon 2 (SP2-Réservoir tampon)

Type de matériau	D (mm)	S (m ²)	V (m/s)	L (m)	H _g (m)
Fonte	900	0.64	1.93	9411	141.7

• **Calcul de la célérité d'onde C**

Les résultats trouvés pour le calcul de la célérité d'onde **C** sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.5: Calcul de célérité d'onde de la conduite de refoulement du tronçon 2 (SP2-Réservoir tampon)

K (Pa)	ρ (Kg/m ³)	r_i (m)	v_m	v_s	E_s (Pa)	E_m (Pa)	e_m (m)	C (m/s)
$2,07 \times 10^9$	1000	0.45	0.3	0.33	2×10^8	1×10^{11}	0.0126	964.21

• **Calcul de la capacité de réservoir**

Les résultats trouvés pour le calcul de volume de réservoir d'air sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.6 : Calcul de volume du réservoir d'air de l'adduction de refoulement du tronçon 2 (SP2-Réservoir tampon)

Z_0 (m)	Z_{max} (m)	V_0 (m/s)	g (m/s ²)	h_0 (m)	$\frac{h_0}{Z_0}$	$\frac{Z_{max}}{Z_0}$
151.7	340.35	1.93	9.81	0.19	0.00125	-

Remarque : La valeur de (Z_{max} / Z_0) ne figure pas sur l'abaque de Vibert, alors nous allons utiliser la méthode de Peuch et Meunier.

Méthode de Peuch et Meunier

Nous utilisons la méthode de **PEUCH** et **MEUNIER** pour le calcul du volume d'air de l'anti-bélier :

1/ Protection contre la dépression

➤ **Principe de la méthode**

Afin de déterminer le volume du réservoir d'air U_0 , on doit utiliser les abaques de PEUTCH et MEUNIER (voir annexe VI.3) qui ont les trois nombres adimensionnels suivants :

$K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0}$: qui caractérise les pertes de charge,

$A = \frac{c \times V_0}{g \times H_0}$: qui caractérise la conduite de refoulement,

$B = \frac{V_0^2}{g \times H_{abs}} \times \frac{L \times S}{U_0}$: qui caractérise le volume d'air du réservoir anti-bélier.

Avec :

- C : La célérité d'onde du coup de bélier
- V_0 : La vitesse de l'écoulement en régime permanent
- H_0 : La pression statique absolue, $H_0 = H_g + 10$
- H_{abs} : La pression de service absolue, $H_{abs} = HMT + 10$
- L : La longueur de la conduite
- S : La section de la conduite

La méthode se résume dans les étapes suivantes :

- Calculer la célérité d'onde C et la vitesse de l'écoulement en régime permanent V_0 .
- Calculer les paramètres A et K,
- Tracer le profil en long de la conduite de refoulement, comme suit :

Profil en long absolu :

Cote (m)	Z ₀	Z ₁	Z ₂	Z ₃	Z ₄
Distance X (m)	0	X ₁	X ₂	X ₃	X ₄
$\frac{\Delta Z + 10}{H_g + 10}$	$\frac{Z_0 - Z_0 + 10}{H_g + 10}$	$\frac{Z_1 - Z_0 + 10}{H_g + 10}$	$\frac{Z_2 - Z_0 + 10}{H_g + 10}$	$\frac{Z_3 - Z_0 + 10}{H_g + 10}$	$\frac{Z_4 - Z_0 + 10}{H_g + 10}$
$\frac{X}{L}$	0	$\frac{X_1}{L}$	$\frac{X_2}{L}$	$\frac{X_3}{L}$	$\frac{X_4}{L}$

Dans les abaques, les courbes de dépression sont en fonction de P_{min}/H₀ et X/L.

- Ayant calculé K et A, nous superposons la famille de courbes B au profil en long. Nous choisisons la courbe qui laisse au moins une sécurité de 3m de pression absolue au-dessus du point le plus défavorable du profil ; la valeur de B permet de calculer U₀ :

$$U_0 = \frac{v_0^2}{g \times H_{abs}} \times \frac{L \times S}{B} \quad (\text{VI-8})$$

- Déterminer le volume d'air maximum qui correspond à la pression minimale P_{min}, cette dernière est tirée de l'abaque par l'intersection de la courbe B et l'axe des ordonnées P_{min}/H₀ :

$$U_{max} = U_0 \left(\frac{H_{abs}}{P_{min}} \right)^{1.2} \quad (\text{VI-9})$$

Ce volume est majoré de 20 à 30%, pour assurer un certain volume d'eau dans le réservoir. Le volume réel du réservoir d'air anti bélier sera donc :

$$U_{réel} = (1.2 \div 1.3) U_{max}$$

2/ Protection contre la surpression :

On détermine le diamètre du diaphragme d à l'aide de l'abaque de Dubin et Guéneau (voir annexe VI.4), tel que :

$$\alpha = \frac{1}{2g} \left[\frac{D}{0.6d^2} - 1 \right]^2 \quad (\text{VI-10})$$

Application

Tronçon 1 : SP1-SP2 :

1/ Protection contre la dépression :

$$H_0 = H_g + 10 = 127 + 10 = 137 \text{ m}$$

$$H_{abs} = \text{HMT} + 10 = 201.55 + 10 = 211.55 \text{ m}$$

$$A = \frac{C \times V_0}{g \times H_0} = \frac{958.89 \times 1.93}{9.81 \times 137} = 1.37$$

$$K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0} = \frac{211.55 - 137}{137} = 0.54$$

Tableau VI.7 : Profil en long absolu du tronçon 1 : SP1-SP2

Cote (m)	970	994	1037	1079	1108
Distance (m)	0	3589	7178	10767	14356
$\frac{\Delta Z + 10}{H_g + 10}$	0.07	0.25	0.56	0.9	1
$\frac{X}{L}$	0	0.25	0.5	0.75	1

Après superposition du profil en long sur l'abaque de **Puech et Meunier** (annexe VI.2), Nous obtenons : $B=0.2$, la conduite est entièrement protégée et laisse au-dessus du point le plus défavorable du profil une pression absolue de plus de presque 6m d'eau. Cette valeur de B nous permet de calculer le volume comprimé U_0 :

$$U_0 = \frac{V_0^2}{g \times H_{abs}} \times \frac{L \times S}{B} = \frac{1.93^2}{9.81 \times 211.55} \times \frac{14356 \times 0.64}{0.2} \rightarrow U_0 = 82.45 \text{ m}^3$$

Depuis l'abaque $P_{min}/H_0 = 0.82 \rightarrow P_{min} = 0.82 \times H_0 = 0.82 \times 137 = 112.34 \text{ m}$

Le volume d'air maximal sera donné comme suit :

$$U_{max} = U_0 \left(\frac{H_{abs}}{P_{min}} \right)^{1.2} = 82.45 \times \left(\frac{211.55}{112.34} \right)^{1.2} \rightarrow U_{max} = 139.7 \text{ m}^3$$

Ce volume est majoré de 30%, pour assurer un certain volume d'eau dans le réservoir. Le volume réel du réservoir d'air anti bélier sera donc :

$$U_{réel} = (1.2 \div 1.3) U_{max} \rightarrow U_{réel} = 175 \text{ m}^3$$

2/ Protection contre la surpression

Nous employons l'abaque de Dubin et Guéneau (Annexe VI.3) :

$$\left. \begin{array}{l} A=1 \\ B=0.2 \end{array} \right\} \text{ Nous lisons : } \left\{ \begin{array}{l} \alpha \frac{V_0^2}{H_0} = 1.7 \rightarrow \alpha = 62.53 \\ \frac{P_{max}}{H_0} = 1.06 \end{array} \right.$$

$$\alpha = \frac{1}{2g} \left[\frac{D}{0.6d^2} - 1 \right]^2 \rightarrow d = 194 \text{ mm}$$

Tronçon 2: SP2-RT :

1/ Protection contre la dépression

$$H_0 = H_g + 10 = 141.7 + 10 = 151.7 \text{ m}$$

$$H_{abs} = HMT + 10 = 190.57 + 10 = 200.57 \text{ m}$$

$$A = \frac{C \times V_0}{g \times H_0} = \frac{958.89 \times 1.93}{9.81 \times 151.7} = 1.24$$

$$K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0} = \frac{200.57 - 151.7}{151.7} = 0.32$$

Tableau VI.8: Profil en long absolu du tronçon 2 : SP2-RT

Cote (m)	1108	1123	1200	1245	1256
Distance (m)	0	2352.75	4705.5	7058.25	9411
$\frac{\Delta Z + 10}{H_g + 10}$	0.06	0.16	0.67	0.96	1
$\frac{X}{L}$	0	0.25	0.5	0.75	1

Après superposition du profil en long sur l'abaque de **Puech** et **Meunier** (annexe VI.1) , Nous obtenons $B=0.1$, la conduite est entièrement protégée et laisse au-dessus du point le plus défavorable du profil une pression absolue de plus de 3m d'eau. Cette valeur de B nous permet de calculer le volume comprimé U_0 :

$$U_0 = \frac{V_0^2}{g \times H_{abs}} \times \frac{L \times S}{B} = \frac{1.93^2}{9.81 \times 200.57} \times \frac{9411 \times 0.64}{0.1} \rightarrow U_0 = 114 \text{ m}^3$$

Depuis l'abaque $P_{min}/H_0 = 0.85 \rightarrow P_{min} = 0.85 \times H_0 = 0.85 \times 151.7 = 128.9 \text{ m}$

Le volume d'air maximal sera donné comme suit :

$$U_{max} = U_0 \left(\frac{H_{abs}}{P_{min}} \right)^{\frac{1}{1.2}} = 114 \times \left(\frac{200.57}{128.9} \right)^{\frac{1}{1.2}} \rightarrow U_{max} = 164.78 \text{ m}^3$$

Ce volume est majoré de 30%, pour assurer un certain volume d'eau dans le réservoir. Le volume réel du réservoir d'air anti béliér sera donc :

$$U_{réel} = (1.2 \div 1.3) U_{max} \rightarrow U_{réel} = 206 \text{ m}^3$$

2/ Protection contre la surpression

Nous employons l'abaque de Dubin et Guéneau (Annexe VI.3) :

$$\left. \begin{array}{l} A=1 \\ B=0.1 \end{array} \right\} \text{ Nous lisons : } \left\{ \begin{array}{l} \alpha \frac{V_0^2}{H_0} = 1.6 \rightarrow \alpha = 65.16 \\ \frac{P_{max}}{H_0} = 1.0325 \end{array} \right.$$

$$\alpha = \frac{1}{2g} \left[\frac{D}{0.6d^2} - 1 \right]^2 \rightarrow d = 192 \text{ mm}$$

- **Installation du réservoir d'air**

Pour assurer la protection des stations de pompage SP1 et SP2 contre le coup de bélier nous allons installer un réservoir d'air à l'extérieur du bâtiment de chaque station de pompage afin de réduire l'encombrement à l'intérieur de la salle des machines et de gagner sur son génie civil.

VI.2.1.6. Protection des conduites gravitaire contre le coup de bélier :

Les conduites gravitaire sont menacées par les effets néfastes du coup de bélier et pour leur protection contre ce phénomène, on va déterminer le temps nécessaire par l'onde de surpression ou de dépression pour faire l'aller et le retour sur la totalité du tronçon, ce temps est calculé selon la formule suivante :

$$t_r = \frac{2L}{c} \quad (\text{VI-11})$$

Avec :

- t_r : durée de l'aller et retour de l'onde (s) ;
- L : longueur de la conduite (m) ;
- C : la célérité (m/s).

AN: $t_r = \frac{2 \times 123294}{958.89} = 257.16 \text{ s}$

La valeur de la surpression maximale est donnée par la formule de Michaud :

$$b = \frac{2 \times L \times V}{g \times t} \quad (\text{VI-12})$$

Avec :

- L : Longueur de la conduite gravitaire (m)
- V : Vitesse d'écoulement (m/s)
- t : le temps de fermeture du robinet vanne

On vérifie la valeur de la surpression pour une durée de fermeture du robinet vanne de 0,25 h

On trouve : $b = 53.9 \text{ m}$

➤ Conception des brises –charge [8]

L'ouvrage brise-charge est équipé d'un obturateur à flotteur sous-capot assurant à la fois une régulation automatique du niveau dans le brise-charge et une dissipation de l'énergie.

Pour un obturateur sous capot, son diamètre et les dimensions de la bêche sont choisis à partir d'abaques en fonction des caractéristiques hydrauliques.

La pression à l'entrée de l'ouvrage est très élevée ce qui a un impact important sur le génie civil de l'ouvrage, en particulier le volume du bassin de dissipation, et le fonctionnement de l'appareil. Pour ajuster la perte de charge de la meilleure façon possible et limiter la charge en amont de l'obturateur, il est envisagé d'installer une ou deux vannes à jet multiple juste avant le brise-charge.

La conception de cette vanne régulatrice est basée sur la division de l'écoulement en de nombreux petits jets (plusieurs dizaines d'orifices par plaque) répartis dans toute la section, ce qui permet la dissipation de l'énergie dans les meilleures conditions ; alors que pour une vanne classique, la perte d'énergie due à la traversée de la vanne, s'accompagne habituellement de phénomènes, tels que les fluctuations de l'écoulement, induisant des vibrations mécaniques, éventuellement de la cavitation.

➤ Dimensionnement des brises charges [8]

Le dimensionnement du volume total du brise charge est fonction des paramètres suivants :

- ✓ Énergie à dissiper,
- ✓ Volume de régulation pour le tronçon aval de l'adduction.

1) Volume de dissipation

Le volume de dissipation renferme la masse d'eau nécessaire pour dissiper l'énergie de l'eau sortant de l'obturateur.

Ce volume est compris entre le radier du brise-charge et le niveau minimal correspondant au débit maximal.

Dans le cas d'un obturateur à flotteur à disque sous-capot, on admet **qu'un m³ permet de dissiper une puissance de 10 ch.**

La puissance maximale P à dissiper dans une bêche de rupture située à l'extrémité d'une conduite en commande par l'aval est déterminé par les formules ci-après :

- $P = Q(H_s - \Delta H)/75$ Si : $\Delta H \leq H_s/3$
- $P = Q \cdot H_s^{1.5}/(195 \cdot \Delta H^{0.5})$ Si : $\Delta H > H_s/3$

Avec P en ch, H_s en m, ΔH en m et Q en l/s

2) Volume de régulation (volume tampon)

Le volume tampon nécessaire pour que le brise-charge puisse répondre à un appel brusque du débit maximal est de l'ordre de :

$$V = 0,7 \times 2I / H_s / \varpi \quad \text{(VI-13)}$$

Où :

- ϖ est le poids spécifique de l'eau
- H_s est la charge statique à l'extrémité aval du tronçon
- I est l'inertie de l'eau contenue dans les tronçons amont de la conduite au débit max

$I = \varpi (\sum L_i \cdot S_i \cdot V_i^2) / 2g$, L_i, S_i et V_i sont les longueurs, sections et vitesses des tronçons amont

Ce volume est compris entre le niveau à débit nul et le niveau à débit maximal. Il est donc égal à :

$$V = S \Delta \quad \text{(VI-14)}$$

Où :

- S : est la surface libre du bassin (m²)
- Δ : le décrément est la différence de niveau d'eau dans le brise-charge entre le niveau max correspondant au débit d'arrivée nul (obturateur fermé) et le niveau correspondant au débit d'arrivée max (obturateur complètement ouvert)

Les tableaux VI.7 et VI.8 récapitulent le calcul du volume de dissipation ainsi que le volume de régulation des quatre ouvrages brise-charge :

Tableau VI.9: Calcul du volume de dissipation des brises-charge

Brise -charge	Q (l/s)	H _s (m)	Pdc (m)	P (ch)	V _{dissipation} (m ³)
BC1	1230	67.91	95.47	361.27	36.13
BC2	1230	146.48	25.28	1987.68	198.77
BC3	1230	284.75	16.66	4396.68	439.67
BC4	1230	426.54	34.6	6427.82	642.78

Tableau VI.10: Calcul du volume de régulation (volume tampon) des brises-charge

Brise-charge	L _{amont} (m)	D (mm)	S (m ²)	V (m/s)	H _s (m)	V _{tampon} (m ³)	Δ* (mm)	S _{libre} (m ²)
BC1	33838.58	900	0.64	1.93	67.91	84.76	512	165.55
BC2	23465.6	900	0.64	1.93	146.48	27.25	512	53.22
BC3	10189.4	900	0.64	1.93	284.75	6.09	512	11.89
BC4	20517.6	900	0.64	1.93	426.54	8.18	512	15.98

Tableau VI.11: Calcul du volume total des brises-charge

Brise-charge	$V_{\text{dissipation}} \text{ (m}^3\text{)}$	$V_{\text{tampon}} \text{ (m}^3\text{)}$	$V_{\text{total}} \text{ (m}^3\text{)}$	$V_{\text{normalisé}} \text{ (m}^3\text{)}$
BC1	36.13	84.76	120.89	200
BC2	198.77	27.25	226.02	300
BC3	439.67	6.09	445.76	500
BC4	642.78	8.18	650.96	700

➤ **Dimensions des Brises-charge**

Les brises-charge projetés seront de forme circulaire, leurs dimensions sont calculées suivant les formules utilisées dans le chapitre IV.

Tableau VI.12. Calcul des dimensions des brises-charge

Brise-charge	Volume (m ³)	D (m)	S (m ²)	h (m)	R (m)	H (m)
BC1	200	8	50.25	3.98	0.5	4.48
BC2	300	9	63.6	4.72	0.5	5.22
BC3	500	12	113.12	4.42	0.5	4.92
BC4	700	14	153.85	4.55	0.5	5.05

VI.3. Action de l'eau sur les matériaux

Avant son arrivée au consommateur, l'eau transite par les réservoirs, pompes ainsi que les conduites, son contact avec les matériaux et les équipements peut être la cause d'entartrage et de corrosion, cette action est variable suivant la forme du matériel, la composition de l'eau et son régime d'écoulement ; la variation de la pression, de la température et la nature du matériau de fabrication des conduites.

VI.3.1.L'Entartrage

L'entartrage est le dépôt de tartre (est un dépôt calcaire issu de la précipitation des minéraux contenus dans l'eau sous l'effet de la chaleur, fréquemment retrouvé dans les canalisations.) sur un objet ou à l'intérieur d'une canalisation

VI.3.2.La Corrosion

La corrosion est définie comme étant la destruction des matériaux sous l'effet des réactions chimiques et électrochimiques dues à des phénomènes extérieurs et intérieurs liés à la nature du sol et à l'eau transportée. Si ces phénomènes persistent il en résulte la destruction rapide des canalisations par perforation ou diminution de l'épaisseur du matériel.

➤ **Facteurs de la corrosion**

La corrosion peut être causée par plusieurs facteurs parmi lesquels, nous avons :

- L'eau : n'a pas un caractère corrosif, par contre certains éléments qui peuvent lui conférer ont des effets importants sur la corrosion ;
- Le PH de l'eau : nous remarquons dans la pratique, si le PH de l'eau est inférieur à 10, l'eau a un effet corrosif vers l'acier. Donc pour diminuer la corrosion, on a intérêt à augmenter le PH de l'eau tout en veillant sur son oxydation ;
- La température : les fortes variations de température entraînent l'accélération de la corrosion

- La vitesse de l'eau : l'excès de vitesse de l'eau dans les conduites, peut contribuer à la destruction du précipité calcique protecteur, il provoque une détérioration des canalisations ;
- Hétérogénéité du terrain : la traversée des terrains de natures différentes par une conduite, peut être influencée sur la corrosion de cette dernière. Ceci induit à des différents électrolytes; et la différence de potentiel du métal par rapport à cet électrolyte va varier. D'où la corrosion de la conduite va se déclencher ;
- Le métal : les conduites en acier enterrées dans un milieu de potentiel différent seraient constamment attaquées si une protection n'était pas envisagée ;
- L'homme : a sa part de responsabilité dans la détérioration des canalisations, en effet, il intervient : - Dans la qualité de la conduite et le choix du remblai ;
- La mauvaise installation des joints qui perturbe la circulation de l'eau.

➤ Protection contre la corrosion des conduites de tuyaux en fonte ductile

Les principaux types de protection contre la corrosion extérieure sont les suivants :

- Couche de zinc avec revêtement ;
- Couche de zinc-aluminium avec revêtement ;
- Revêtement en mortier de ciment armé ;
- Revêtement en polyéthylène.

Les principaux types de protection contre la corrosion intérieure sont les suivants :

- Revêtement intérieur au mortier de ciment ;
- Revêtement intérieur en polyéthylène.



Figure VI.7. Protection contre la corrosion extérieure avec revêtement en polyéthylène

Conclusion :

Ce chapitre a présenté les différentes techniques de pose des conduites ainsi que les accessoires et équipements hydrauliques nécessaires pour une adduction. Nous avons traité également le phénomène du coup de bélier, et comme moyen de protection de notre adduction contre ce phénomène, on a prévu d'installer deux réservoirs d'air pour les deux stations de pompage, et quatre brises-charge pour la partie gravitaire.

CHAPITRE VII :
ORGANISATION DE CHANTIER ET
MANAGEMENT DE PROJET

Chapitre VII : Organisation de chantier et management de projet

Introduction

Ce chapitre sera consacré pour l'estimation des différentes actions à entreprendre sur le chantier, et ainsi prévoir les moyens matériels et humains nécessaires pour l'exécution du projet et quantifier son coût global. Ensuite, une planification de l'ensemble des travaux va être établie pour un meilleur déroulement et organisation des différentes opérations.

VII.1. Travaux à entreprendre

VII.1.1. Travaux concernant les stations de pompage

Les tâches constituant les travaux à faire pour la construction des stations de pompage sont :

1) Décapage

Les travaux de décapage consistent à débarrasser l'assiette de la station de pompage de la couche végétale (abattage des arbres ...etc). L'épaisseur de la couche à éliminer est de **10 cm**.

2) Exécution des fouilles

L'exécution des fouilles est une opération de terrassement qui consiste à creuser les fondations du bâtiment. Les fouilles à exécuter ont les dimensions suivantes : $L \times l \times h$

Avec :

- **L** : Longueur de la fouille (m) ;
- **l** : Largeur de la fouille (m) ;
- **h** : profondeur de la fouille (m).

Soit : $1,5 \times 1,5 \times 1,5 \text{ m}^3$

3) Coulage du béton de propreté

On procède à cette opération pour que les semelles des fondations reposent sur un socle propre et stable. Cette opération consiste à couler 10 cm de béton au fond des fouilles.

4) Remblayage

Le remblayage des fouilles et des casiers consiste à combler les vides par un remblai constitué des terres de déblai compacté.

5) Coulage du béton

Cette opération consiste à couler le béton des différentes pièces, ce béton est dosé à 350 Kg/m³. Le béton est confectionné par une petite centrale à béton. Le coulage des poteaux, les demis- poteaux et les semelles nécessite une bétonnière à Tambour. Pour les longrines et les dalles (là où les volumes du béton sont importants) une pompe à béton est nécessaire.

6) Maçonnerie

Elle consiste pour le bâtiment au cloisonnement des différents locaux.

VII.1.2. Travaux concernant l'adduction

Les tâches constituant les travaux à faire pour la mise en place de l'adduction sont :

1) Exécution des tranchées

C'est une opération de terrassement (déblais) qui consiste à faire des excavations rectangulaires. Ces excavations seront faites par une pelle hydraulique et les déblais seront posés sur un coté de la tranchée, l'autre côté étant réservé au bardage des conduites.

2) Construction des regards

Les regards constituent l'abri de certains accessoires de l'adduction à savoir les ventouses et les vannes de vidange, ils sont conçus en béton armé.

3) Pose du lit de sable

Avant la pose de conduite, nous procédons à la pose d'un lit de sable au fond de la tranchée, ce lit aura une épaisseur de 0,15 à 0,2 m nivelée suivant les côtes du profil en long. Dans notre cas il sera constitué par le gravier puisque le terrain est de nature ordinaire.

4) Pose des conduites

Après avoir mis en place le lit de sable, on procède à la pose des canalisations. Au cours de pose, on vérifie régulièrement l'alignement des tuyaux pour ne pas avoir de difficultés au raccordement des conduites.

5) Epreuve de joint et de la canalisation

Les épreuves de pression des conduites et des joints sont destinées à contrôler l'étanchéité des conduites au fur et à mesure de l'avancement des travaux, pour plus de sécurité ces épreuves se font avant le remblaiement.

On l'effectue à l'aide d'une pompe d'essai (pompe d'épreuve), qui consiste au remplissage en eau de la conduite sous pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement.

Cette épreuve doit durer 30 minutes environ où la variation ne doit pas excéder 0,2 bars.

6) Remblayage des tranchées

Une fois les épreuves réussies, la mise en place du remblai bien tassé est effectuée manuellement en utilisant la terre des déblais, (tout élément indésirable étant exclu). Le remblaiement doit être fait par couche de 20 à 30 cm. Sachant que le remblayage des tranchées comporte en général deux phases principales :

- **Le remblai d'enrobage**

Comprend le lit de pose, l'assise, le remblai de protection. Le remblai directement en contact avec la canalisation, jusqu'à une hauteur uniforme de 10 cm au-dessus de sa génératrice supérieure, doit être constitué du même matériau que celui de lit de pose.

- **Le remblai supérieur**

L'exécution du remblai supérieur peut comporter la réutilisation des déblais d'extraction de la fouille. Ceux-ci seront toutefois expurgés des éléments de dimension supérieure à 10 cm, des débris végétaux et animaux, des vestiges de maçonnerie et tout élément pouvant porter atteinte à la canalisation.

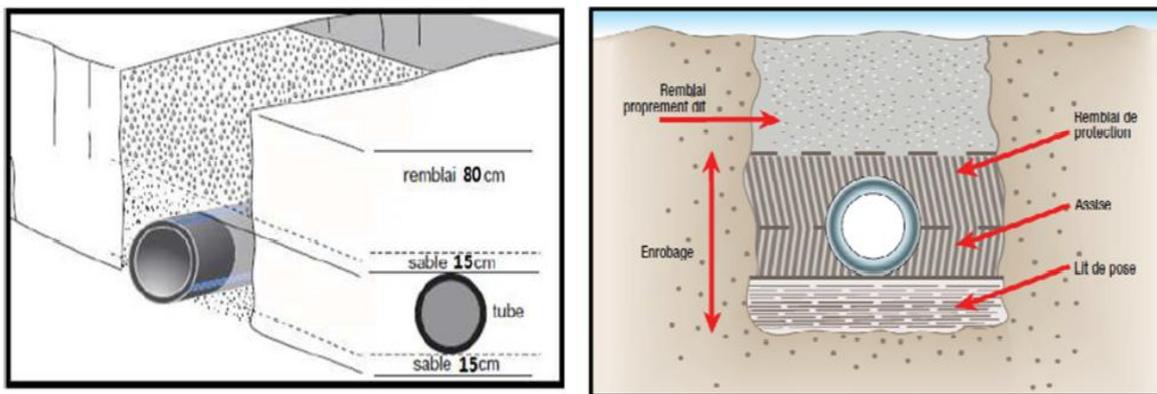


Figure VII.1 : Remblayage des tranchées

7) Nivellement et compactage

Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres, ensuite au compactage pour augmenter la densité des terres et éviter le tassement par la suite.

VII.1.3. Travaux concernant les réservoirs

Dans la zone d'étude nous avons à construire deux réservoirs, une bache de reprise et quatre brise-charge. Dans cette partie du projet, nous allons déterminer les volumes des travaux pour la réalisation d'un réservoir.

- Excavation ;
- Pose du tout-venant ;
- Coulage du béton de propreté ;
- Coulage du béton du radier ;
- Coulage du béton du voile et des poteaux de la chambre de manœuvre ;
- Coulage du béton de la coupole et de la dalle de la chambre de manœuvre ;
- Maçonnerie de la chambre de manœuvre.

VII.2. Calcul des volumes des travaux

VII.2.1. Calcul des volumes des travaux des stations de pompage

Etant donné que notre étude comprend deux stations de pompage. Les dimensions de chacune sont :

- Le bâtiment est de longueur L et de largeur l soit : $18.8 \times 11.65 \text{ m}^2$;
- La profondeur des fouilles $h = 1,5 \text{ m}$;
- Les semelles sont de forme carré de côté $L = 1,5 \text{ m}$ et de hauteur $h = 0,40 \text{ m}$;
- Les demi- poteaux sont de forme carré de côté $0,35 \text{ m}$ et de hauteur $h = 1,7 \text{ m}$;
- Les poteaux sont de forme carré de côté $0,35 \text{ m}$ et de hauteur totale $h = 6 \text{ m}$;
- La chape inférieure ainsi que la dalle supérieure ont une épaisseur de 7 cm ;
- La chape inférieure est posée sur un remblai compacté de $0,15 \text{ m}$;
- Les longrines ont une hauteur de $h = 0,60 \text{ m}$ et une épaisseur de $0,35 \text{ m}$.

Le bâtiment ayant une longueur de 18.8 m et une largeur de 11.65 m , sachant que l'espacement entre deux poteaux sur longueur est de $5,53 \text{ m}$, entre les deux poteaux sur largeur est de $5,3 \text{ m}$. le nombre de poteaux total est de 12.

Le nombre de fouilles ainsi que le nombre de semelles est égal au nombre de poteau soit 12 semelles et 12 fouilles. (Voir la vue en plan figure VII.2).

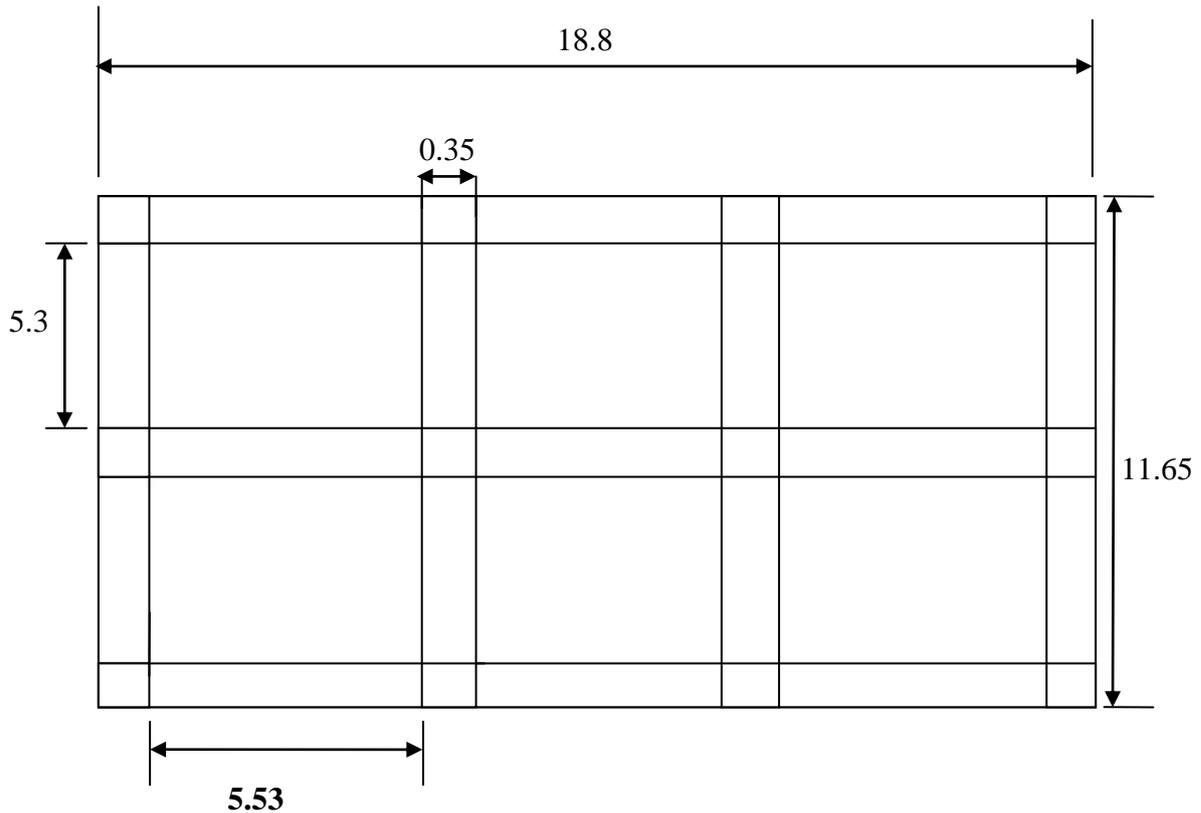


Figure VII.2 : Vue en plan de la station de pompage

VII.2.1.1. Calcul du volume de décapage

L'épaisseur de la couche superficielle à décaper est de 10 cm et ce décapage s'étend jusqu'aux extérieures des fouilles $[(18.8 + 2 \times 0,57) \times (11.65 + 2 \times 0,57)] \times 0,10 = 25.5 \text{ m}^3$
 Donc le volume de décapage est estimé à 26 m^3 .

Le volume total de décapage pour les deux stations de pompage est : $2 \times 26 = 52 \text{ m}^3$

VII.2.1.2. Calcul du volume des déblais

Le bâtiment de la station de pompage étant sur le terrain naturel, le volume des déblais est égal au volume des terres excavées des fouilles. La fouille ayant le volume de :

$$(1,5)^3 \text{ m}^3 = 3,375 \text{ m}^3$$

Le nombre de fouilles étant de 12, le volume résultant de l'excavation de toutes les fouilles est de 41 m^3 .

Donc le volume totale des déblais est tel que : $26 + 41$ soit environ : 67 m^3

Sachant que nous avons deux stations de pompage alors le volume de déblais sera : $2 \times 67 = 134 \text{ m}^3$

VII.2.1.3. Calcul du volume du béton de propreté

Le volume du béton de propreté dans une fouille est de $1,5 \times 1,5 \times 0,1$ soit $0,225 \text{ m}^3$.
 Le nombre de fouilles étant de 12, le volume total du béton de propreté est de $2,7 \text{ m}^3$.
 Le volume total de béton de propreté pour SP1 et SP2 est : $2 \times 2,7 = 5,4 \text{ m}^3$

VII.2.1.4. Calcul du volume de béton armé

Les éléments de la station de pompage dont le béton armé est le matériau de construction sont :

- Semelles ;
- Demi-poteaux ;
- Poteaux ;
- Longrines ;
- Chape inférieure ;
- Dalle supérieure.

Tableau VII.1 : Calcul du volume du béton armé pour SP1 et SP2

Eléments	Longueur L (m)	Largeur l (m)	Hauteur h (m)	N	V = L×l×h×N (m ³)
Semelles	1.5	1.5	0.4	12	10.8
Demi-poteaux	0.35	0.35	1.7	12	2.5
Poteaux	0.35	0.35	6	12	8.82
Longrines. Long (inf et sup)	18.8	0.35	0.6	6	23.69
Longrines. Larg (inf et sup)	11.65	0.35	0.6	8	19.57
Dalle supérieure	18.8	11.65	0.07	1	15.33
Chape inférieure	18.8	11.65	0.07	1	15.33
Total :					96.04m³

Le volume total de béton armé pour SP1 et SP2 est : $2 \times 96,04 = 192,08 \text{ m}^3$

VII.2.1.5. Calcul du remblai compacté

Le volume du remblai compacté des fouilles est $1,5 \times 1,5 \times 1$ (1,5 m profondeur initiale de la fouille moins l'épaisseur de la semelle et du béton de propreté donne une profondeur de 1 m), le volume est de $2,25 \text{ m}^3$. Le nombre de fouilles étant de 12, donc le volume total de remblais compacté des fouilles est de : 27 m^3 .

Le volume total de remblais compacté pour SP1 et SP2 est : $2 \times 27 = 54 \text{ m}^3$

VII.2.1.6. Calcul du volume de la maçonnerie

Pour la station de pompage seul les murs extérieurs seront construits avec des briques de dimensions $30 \times 20 \text{ (cm}^2\text{)}$. La surface de la maçonnerie totale est :

$$S_{\text{maçonnerie}} = S_{\text{T.murs}} - S_{\text{fenêtres}} - S_{\text{portail}}$$

Avec :

- $S_{\text{T.murs}}$: Surface totale des murs (m²)
- $S_{\text{fenêtres}}$: Surface des fenêtres (m²)

- S_{portail} : Surface du portail (m^2)

AN :

- $S_{T.murs} = (5.53 \times 6 \times 6) + (5.3 \times 6 \times 4) = 326.28 \text{ m}^2$
- $S_{\text{fenêtres}} = 5 \times 2,2 \times 1,4 = 15.4 \text{ m}^2$
- $S_{\text{portail}} = 4 \times 3 = 12 \text{ m}^2$

Donc : $S_{\text{maçonnerie}} = 326.28 - 15.4 - 12 = 298.88 \text{ m}^2$

D'où le nombre de brique nécessaire est de : $N = \frac{298.88}{0.3 \times 0.2} = 4982$ briques

Le nombre de briques à prévoir pour une station de pompage en tenant compte de la casse est de 5000 briques.

Etant donné que nous avons deux stations de pompage alors le nombre total de briques à prévoir sera : $2 \times 5000 = 10000$ briques

Les résultats du volume des travaux sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VII.2 : Volumes des travaux de SP1 et SP2

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Décapage	m^3	26
2	Excavation	m^3	67
3	Remblais compacté	m^3	27
4	Béton de propreté	m^3	2.7
5	Béton armé semelle	m^3	10.8
6	Béton armé demi-poteaux	m^3	2.5
7	Béton armé des longrines	m^3	43.26
8	Béton armé poteaux	m^3	8.82
9	Béton armé dalle	m^3	30.66
10	Maçonnerie (briquetage)	brique	5000

VII.2.2. Calcul des volumes des travaux de l'adduction

VII.2.2.1. Déblai d'excavation

Le volume des déblais est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers sachant que :

$$S_D = b \times h \tag{VII -1}$$

Avec :

- S_D : surface des déblais de chaque coupe
- b : largeur de la tranchée
- h : profondeur de la tranchée

$$V_D = S_D \times L \tag{VII -2}$$

Avec :

- V_D : volume des déblais entre deux coupes consécutives
- L : distance entre deux coupes consécutives

➤ **La profondeur de la tranchée :**

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite. Elle est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D + h + h_1 \tag{VII -3}$$

Avec :

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

- **D** : diamètre de la conduite (m)
- **h** : hauteur de la génératrice supérieur de la conduite à la surface du sol
- **h₁** : épaisseur du lit de pose $h_1 = 0,20$ m

➤ **Largeur de la conduite**

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite tout en laissant 40 cm d'espace de chaque côté de la conduite :

$$b = D + 0,8 \quad \text{(VII -4)}$$

Avec :

- **b** : largeur de la tranchée (m)
- **D** : diamètre de la conduite (m)

Les résultats de calcul du volume du déblai de l'adduction sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau VII.3 : Calcul du volume du déblai de l'adduction

D (mm)	L (m)	b (m)	H _{tr} (mm)	S _D (m ²)	V _D (m ³)
900	147061	1.7	2.1	3.57	525007.77

VII.2.2.2. Lit de sable

Le long de l'adduction, la conduite doit être posée sur un lit de sable de 20 cm d'épaisseur :

$$V_L = b \times e \times L \quad \text{(VII -5)}$$

Avec :

- **V_L** : volume du lit de sable (m³)
- **b** : largeur de la tranchée (m)
- **e** : épaisseur du lit de sable, $e = 20$ cm
- **L** : longueur de la tranchée (m)

Les résultats de calcul du volume du lit de sable sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau VII.4 : Calcul du volume du lit de sable

D (mm)	L (m)	b (m)	e (m)	V _L (m ³)
900	147061	1.7	0.2	50000.74

VII.2.2.3. Volume de la conduite

Après l'exécution des déblais de la tranchée et la mise en place du lit de sable, la prochaine étape sera la pose des conduites dont la connaissance de la section est importante pour la détermination du volume des remblais :

$$S_C = \frac{\pi \times D^2}{4} \quad \text{(VII -6)}$$

Avec :

- **S_C** : section de la conduite (m²)
- **D** : diamètre de la conduite (m)

$$V_C = S_C \times L \quad \text{(VII -7)}$$

- **V_C** : Volume de la conduite

Tableau VII.5 : Calcul de volume de la conduite

D (mm)	L (m)	S _C (m ²)	V _C (m ³)
900	147061	0.636	93530.8

VII.2.2.4. Remblais compacté

Le volume des remblais sera le volume des déblais réduit du volume occupé par la conduite et du volume du lit de sable :

$$V_r = V_D - V_C - V_L \tag{VII -8}$$

Avec :

- V_r : volume du remblai (m³)
- V_D : volume des déblais (m³)
- V_C : volume occupé par la conduite (m³)
- V_L : volume du lit de sable (m³)

AN : $V_r = 525007.77 - 93530.8 - 50000.74 = \mathbf{381476.23 \text{ m}^3}$

Tableau VII.6 : Volumes des travaux de l’adduction

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Déblais	m ³	525007.77
2	Lit de sable	m ³	50000.74
3	Les conduites	m ³	93530.8
4	Remblais	m ³	381476.23

VII.2.3. Calcul des volumes des travaux des réservoirs

Notre système d’adduction comprend trois réservoirs, dont un réservoir tampon de capacité 1500 m³, un réservoir de stockage de capacité 2000 m³, et une bâche de reprise de capacité 130 m³. Ainsi que quatre réservoirs brises-charge de capacité 200 m³, 300 m³, 500 m³, 700 m³ respectivement. Tel que :

- La profondeur d’excavation est de 2m ;
- Le diamètre d’excavation doit être supérieur à celui du réservoir de 2 m (1m de part et d’autre)
- 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: 0,15 m
- L’épaisseur du voile du réservoir est de : 0,25 m
- L’épaisseur de la coupole est de 0,1 m
- L’acrotère à 0,3 m de hauteur et 0,08 m d’épaisseur
- Les chicanes sont en brique de surface unitaire de 0,2 × 0,3 m²

Les chambres de manœuvres auront les dimensions suivantes :

- La longueur est de 3-6 m
- La largeur est de 2-5 m
- La hauteur est de 3 m

- Les murs enterrés sont en béton armé de 0,2 m d'épaisseur sur une profondeur de 0,5 m
- Les murs sur sol sont en briques sur une hauteur de 2,5 m
- La dalle à 0,15 m d'épaisseur repose sur 4 poteaux est 3 ceintures
- Les poteaux sont de forme carrée (0,3 × 0,3 m²) et les ceintures de forme rectangulaire (0,3 × 0,45 m²)

VII.2.3.1. Calcul du volume des déblais

Le volume total des déblais est la somme des déblais des réservoirs et des chambres de manœuvres :

$$V_d = \left[\left(\frac{\pi \times D_{exc}^2}{4} \right) + (L \times l) \right] \times h_{exc} \quad \text{(VII -9)}$$

Avec :

- V_d : Volume total des Déblais (m³)
- D_{exc} : Diamètre d'excavation (m), $D_{exc} = D_{ext} + 2$
- D_{ext} : Diamètre extérieur du radier du réservoir (m), $D_{ext} = D_{int} + (2 \times 0.3)$
- D_{int} : Diamètre intérieur du réservoir (m)
- L : longueur de la chambre de manœuvre (m)
- l : largeur de la chambre de manœuvre (m)
- h_{exc} : profondeur d'excavation (m), $h_{exc} = 1\text{m}$

Tableau VII.7 : Calcul des volumes des déblais pour les réservoirs et les chambres de manœuvres

Réservoirs	D_{int} (m)	D_{ext} (m)	D_{exc} (m)	L (m)	l (m)	V_d (m ³)
Tampon	20	20.6	22.6	5	4	421.15
Biskra	23	23.6	25.6	5	4	534.72
Bâche de reprise	6	6.6	8.6	5	4	78.09
BC1	8	8.6	10.6	5	4	108.25
BC2	9	9.6	11.6	5	4	125.68
BC3	12	12.6	14.6	5	4	187.42
BC4	14	14.6	16.6	5	4	236.42
Total :						1691.73

VII.2.3.2. Calcul du volume du tout-venant

Le volume du tout-venant sera calculé par la formule suivante :

$$V_{tv} = \frac{\pi \times D_{exc}^2}{4} \times e_{tv} \quad \text{(VII -10)}$$

Avec :

- V_{tv} : Volume du tout-venant (m³)
- e_{tv} : Epaisseur de la couche du tout-venant (m), $e_{tv} = 0.3\text{m}$

Tableau VII.8 : Calcul des volumes du tout-venant

Réservoirs	D _{exc} (m)	V _{tv} (m ³)
Tampon	22.6	120.34
Biskra	25.6	154.42
Bâche de reprise	8.6	17.43
BC1	10.6	26.47
BC2	11.6	31.7
BC3	14.6	50.22
BC4	16.6	64.93
		Total : 465.51

VII.2.3.3. Calcul du volume de béton de propreté

La pose du béton de propreté sera étendue de 0,6 m des parois extérieures du réservoir. Le volume du béton de propreté sera calculé par la formule suivante :

$$V_{bp} = \frac{\pi \times D_{bp}^2}{4} \times e_{bp} \quad \text{(VII -11)}$$

Avec :

- V_{bp} : Volume du béton de propreté (m³)
- D_{bp} : Diamètre de la couche du béton de propreté (m), D_{bp} = D_{ext} + 1.2
- e_{bp} : Epaisseur de la couche du béton de propreté (m), e_{bp} = 0.15m

Tableau VII.9 : Calcul des volumes du béton de propreté

Réservoirs	D _{bp} (m)	V _{bp} (m ³)
Tampon	21.8	55.99
Biskra	24.8	72.46
Bâche de reprise	7.8	7.17
BC1	9.8	11.31
BC2	10.8	13.74
BC3	13.8	22.44
BC4	15.8	29.41
		Total : 212.52

VII.2.3.4. Calcul du volume du béton armé

Les éléments des réservoirs dont le béton armé est le matériau de construction sont :

- Radiers des réservoirs
- Voiles des réservoirs
- Voiles de la chambre de manœuvre
- Ceintures supérieurs des réservoirs
- Coupoles des réservoirs
- Poteaux de la chambre de manœuvre
- Ceintures de la chambre de manœuvre
- Chape de la chambre de manoeuvre
- Dalle de la chambre de manoeuvre
- Maçonnerie de la chambre de manoeuvre

Les éléments du réservoir, ayant des formes circulaires, sont estimés moyennant la formule :

$$V_{ba} = \frac{\pi \times (D_{ext}^2 - D_{int}^2)}{4} \times H \quad (\text{VII -12})$$

Avec :

- D_{ext} : Diamètre extérieur de l'élément du réservoir (m)
- D_{int} : Diamètre intérieur de l'élément du réservoir (m)
- H : Hauteur de l'élément du réservoir (m)

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VII.10 : Calcul du volume du béton armé

Réservoirs	Eléments	D_{ext} (m)	D_{int} (m)	H (m)	V_{ba} (m ³)
Tampon	Radiers	20.6	-	0.45	149.98
	Voiles	20.7	20	4	89.5
	Ceintures supérieures	21	20	0.5	16.1
	Acrotères	21	20.64	0.3	3.53
Biskra	Radiers	23.6	-	0.45	196.85
	Voiles	23.7	23	4	102.7
	Ceintures supérieures	24	23	0.5	18.46
	Acrotères	24	23.64	0.3	4.04
Bâche de reprise	Radiers	6.6	-	0.45	15.4
	Voiles	6.7	6	4	27.93
	Ceintures supérieures	7	6	0.5	5.11
	Acrotères	7	6.64	0.3	1.16
BC1	Radiers	8.6	-	0.45	26.14
	Voiles	8.7	8	4	36.73
	Ceintures supérieures	9	8	0.5	6.68
	Acrotères	9	8.64	0.3	1.5
BC2	Radiers	9.6	-	0.45	32.57
	Voiles	9.7	9	4	41.12
	Ceintures supérieures	10	9	0.5	7.46
	Acrotères	10	9.64	0.3	1.67
BC3	Radiers	12.6	-	0.45	56.11
	Voiles	12.7	12	4	54.32
	Ceintures supérieures	13	12	0.5	9.82
	Acrotères	13	12.64	0.3	2.17
BC4	Radiers	14.6	-	0.45	75.34
	Voiles	14.7	14	4	63.11
	Ceintures supérieures	15	14	0.5	11.39
	Acrotères	15	14.64	0.3	2.51
					Total : 1059.4

➤ **Coupoles**

La coupole est de forme sphérique de rayon :

$$R = \frac{f^2 + (\frac{D}{2})^2}{2 \times f} \quad \text{(VII -13)}$$

Avec :

- **R** : Rayon de la coupole (m)
- **D** : Diamètre du réservoir (m)
- **f** : flèche de la coupole (m), $f = 1,5$ m

Et de volume :

$$V_c = 2 \times \pi \times R \times f \times e_c \quad \text{(VII -14)}$$

Avec :

- **V_c** : Volume du béton armé de la coupole (m³)
- **e_c** : Epaisseur de la coupole (m), $e_c = 0,1$ m

Tableau VII.11 : Calcul du volume du béton armé pour les coupoles

Réservoirs	D (m)	R (m)	V _c (m ³)
Tampon	20	34.08	32.11
Biskra	23	44.83	42.25
Bâche de reprise	6	3.75	3.53
BC1	8	6.08	5.73
BC2	9	7.5	7.07
BC3	12	12.75	12.02
BC4	14	17.08	16.1
Total			118.81

Le volume total du béton armé des réservoirs est : **1059.4 + 118.81** soit **1178.21 m³**.

Les résultats de calcul du volume du béton armé de la chambre de manœuvre sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VII.12 : Calcul du volume du béton armé de la chambre de manœuvre

Eléments	Longueur L (m)	Largeur l (m)	Hauteur h (m)	N	V = L×l×h×N (m ³)
Voiles	5	0.2	0.5	3	1.5
Poteaux	0.3	0.3	3	4	1.08
Ceintures inf.long	5	0.3	0.3	3	1.35
Ceintures inf.larg	4	0.3	0.45	3	1.62
Ceintures sup.long	5	0.3	0.3	3	1.35
Ceintures sup.larg	4	0.3	0.45	3	1.62
Dalle supérieure	5	4	0.07	1	1.4
Chape inférieure	5	4	0.07	1	1.4
Total					11.32

Etant donné que nous avons sept chambres de manœuvre, alors le volume total du béton armé de ces chambres de manœuvre est de : 7×11.32 soit : **79.24 m³**

Conclusion : le volume total du béton armé des réservoirs et des chambres de manœuvre sera de **1257.45 m³**.

VII.2.3.5. Calcul du volume du remblai compacté

Le volume du remblai compacté est égal au vide restant, après coulage du béton armé des voiles, entre ces derniers et les limites d’excavation :

$$V_r = \frac{\pi \times (D_{exc}^2 - D_{ext}^2)}{4} \times h \tag{VII -15}$$

Avec :

- **V_r** : Volume du remblai compacté (m³)
- **D_{exc}** : Diamètre d’excavation (m)
- **D_{ext}** : Diamètre extérieur du réservoir (m)
- **h** : Profondeur d’excavation (m), h = 1 m

Tableau VII.13 : Calcul du volume du remblai compacté

Réservoirs	D _{exc} (m)	D _{ext} (m)	V _r (m ³)
Tampon	22.6	20.6	67.86
Biskra	25.6	23.6	77.28
Bâche de reprise	8.6	6.6	23.88
BC1	10.6	8.6	30.16
BC2	11.6	9.6	33.3
BC3	14.6	12.6	42.73
BC4	16.6	14.6	49
Total :			324.21

VII.2.3.6. Calcul du volume de la maçonnerie

Pour les réservoirs seuls les murs sur sol de la chambre de manœuvre seront construits avec des briques de dimensions 30 × 20 (cm²)

La surface de la maçonnerie de la chambre de manœuvre est telle que [(5 × 2) + 4] × 3 soit 42 m².

La surface unitaire (surface d’une brique) étant de 0,06 m², la quantité de brique pour la maçonnerie est de 700 briques, le nombre de briques à prévoir en tenant compte de la casse est de 720 briques.

Le nombre des chambres de manœuvre étant sept, alors le nombre total de briques de ces chambres de manœuvre est de : 7 × 720 soit : **5040 briques**.

VII.3. Calcul des coûts des travaux

Les coûts des travaux de l’adduction, la station de pompage et les différents réservoirs sont mentionnés dans les tableaux suivant :

Tableau VII.14 : Coût des travaux de la station de pompage

N°	Description des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Déblais	m ³	134	300	40200
2	Béton de propreté	m ³	5.4	8000	43200
3	Béton armé	m ³	192.08	25000	4802000
4	Remblais compacté	m ³	54	400	21600
5	Maçonnerie	Brique	10000	40	400000
Total : 5307000					

Le coût des travaux des deux stations de pompage est de : Cinq millions trois cent sept mille Dinars Algérien (**5 307 000 DA**)

Tableau VII.15 : Coût des travaux de l'adduction

N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Déblais	m ³	525007.77	300	157502331
2	Lit de sable	m ³	50000.74	800	40000592
3	Conduite Ø 900	m	147061	35668,40	5245430572
4	Remblais compacté	m ³	381476.23	400	152590492
Total : 5 595 523 987					

Le coût des travaux de l'adduction est de : Cinq milliards cinq cent quatre vingt quinze millions cinq cent vingt trois mille neuf cent quatre vingt sept Dinars Algériens (**5 595 523 987 DA**)

Tableau VII.16 : Coût des travaux des réservoirs

N°	Description des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Déblais	m ³	1691.73	300	507519
2	Tout venant	m ³	465.51	600	279306
3	Béton de propreté	m ³	212.52	8000	1700160
4	Béton armé	m ³	1257.45	25000	31436250
5	Remblais compacté	m ³	324.21	400	129684
6	Maçonnerie	brique	5040	40	201600
Total : 34 254 519					

Le coût des travaux des réservoirs est de : Trente quatre million deux cent cinquante quatre mille cinq cent dix neuf Dinars Algériens (**34 254 519 DA**).

Tableau VII.17 : Bilan des coûts

Coût de l'adduction	5 595 523 987 DA
Coût des stations de pompage	5 307 000 DA
Coût des réservoirs	34 254 519 DA

Le coût global du projet est estimé à : **5 635 085 506 DA**

En ajoutant la TVA qui est de l'ordre 17%, le résultat est de : Six milliards cinq cent quatre-vingt-treize million cinquante mille quarante deux Dinars Algérien (**6 593 050 042 DA**)

VII.4. Planification des travaux

La planification des travaux est un moyen qui permet de chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre. Son objectif est de s'assurer que les travaux se font dans un ordre correct à temps, aussi économique que possible.

Les travaux seront ordonnés selon la méthode du réseau (CPM).

La méthode du réseau à chemin critique ou méthode PERT (program evaluation review technic) est une méthode où les nœuds et les flèches représentent des tâches et ils sont parcourus par un flux qui est le temps ; le sommet (nœuds ou flèches) représente une étape ou un événement). Cette méthode a été élaborée en 1958 par les américains.

VII.4.1. Définition des tâches et leurs durées

- ✓ La construction des réservoirs de notre adduction se feront en parallèle
- ✓ La construction des stations de pompage
- ✓ La réalisation de l'adduction

1) La station de pompage

Les tâches de construction de la station de pompage et leurs durées sont mentionnées dans le tableau suivant :

Tableau VII.18 : Temps de réalisation des opérations de la station de pompage

Notation	Opération	Durée (jours)
A	Décapage	3
B	Excavation	7
C	Coulage du béton de propreté	2
D	Coulage du béton pour les semelles	3
E	Coulage du béton pour les demi-poteaux	5
F	Remblayage et compactage des fouilles	3
G	Construction des murs	7
H	Coulage béton longrines inférieurs	15
I	Remblayage et compactage des casiers	16
J	Coulage de la chape inférieure	2
K	Coulage béton poteaux et des voiles de la salle de machines	20
L	Coulage du béton pour longrines supérieurs et de la dalle	60
M	Maçonnerie et finition générale	60
N	Embellissement (trottoirs, bitumage et verdure), évacuation des débris et nettoyage	7
O	Excavation pour la bache d'aspiration	5
P	Pose du tout venant	3
Q	Coulage du béton de propreté	2
R	Coulage du béton armé du radier	4
S	Coulage du béton armé du voile de la bache	9
T	Coulage du béton armé de la dalle	5

2) Adduction

Les tâches de réalisation de l'adduction et leurs durées sont mentionnées dans le tableau suivant :

Tableau VII.19 : Temps de réalisation des opérations de l'adduction

Notation	Opération	Durée (jour)
U	Excavation de la tranchée	1875
V	Lit de sable	98
W	Pose de conduite	98
X	Remblais	441
Y	Compactage	294

3) Réservoirs

Les tâches concernant la réalisation d'un réservoir et leurs durées sont mentionnées dans le tableau suivant :

Tableau VII.20 : Temps de réalisation des opérations du réservoir

Notation	Opération	Durée (jours)
BA	Excavation	8
BB	Pose du tout-venant	3
BC	Coulage du béton de propreté	2
BD	Coulage du béton armé du radier et de la chape de la chambre de manœuvre	60
BE	Coulage béton armé du voile du réservoir et de la chambre	60
BF	Coulage du béton armé de la ceinture supérieur du réservoir et des poteaux de la chambre de manœuvre	30
BG	Coulage du béton armé de la coupole et de la dalle de la chambre de manœuvre	70
BH	Remblayage et compactage	3
BI	Maçonnerie et finition générale	30
BJ	Evaluation des débris et nettoyage	2

VII.4.2. Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM)

1) La station de pompage :

On montre le lien entre les opérations qui précèdent et qui succèdent chaque opération de réalisation de la station de pompage dans le tableau suivant :

Tableau VII.21 : Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de la SP

Opération	Précède	Succède	Opération	Précède	Succède
A	-	B	K	J	L
B	A	C	L	K	M
C	B	D	M	L, T	N
D	C	E	N	M	-
E	D	F	O	-	P
F	E	G	P	O	Q
G	F	H	Q	P	R
H	G	I	R	Q	S
I	H	J	S	R	T
J	I	K	T	S	M

2) Adduction

On montre le lien entre les opérations qui précèdent et qui succèdent chaque opération de réalisation de l'adduction dans le tableau suivant :

Tableau VII.22 : Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l'adduction

Opération	Précède	Succède
U	-	V
V	U	W
W	V	X
X	W	Y
Y	X	-

3) Réservoirs

On montre le lien entre les opérations qui précèdent et qui succèdent chaque opération de réalisation d'un réservoir dans le tableau suivant :

Tableau VII.23 : Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération du réservoir

Opération	Précède	Succède	Opération	Précède	Succède
AA	-	AB	AF	AE	AG, AH
AB	AA	AC	AG	AF	AI
AC	AB	AD	AH	AF	AI
AD	AC	AE	AI	AG, AH	AJ
AE	AD	AF	AJ	AI	-

Les réseaux à nœuds sont représentés sur les figures **VII.3**, **VII.4** et **VII.5** où les dates de commencement et de finitions au plutôt, les dates de commencement et de finitions au plus tard, les marges totales et les temps de réalisation sont mentionnés.

Les flèches deux lignes parallèles rouges portées sur les figures **VII.3**, **VII.4** et **VII.5** représentent le chemin critique de réseau.

Conclusion : le temps de réalisation de l'ensemble du projet est de 2803 jours, soit presque huit ans.

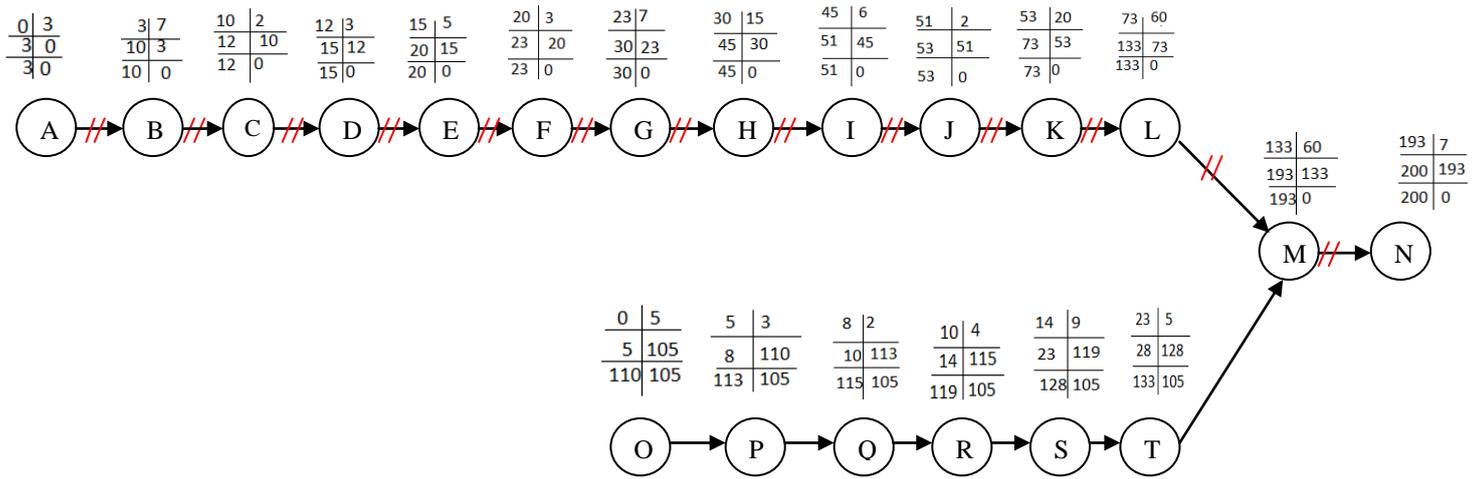


Figure VII.3 : Réseau à nœuds de la station de pompage

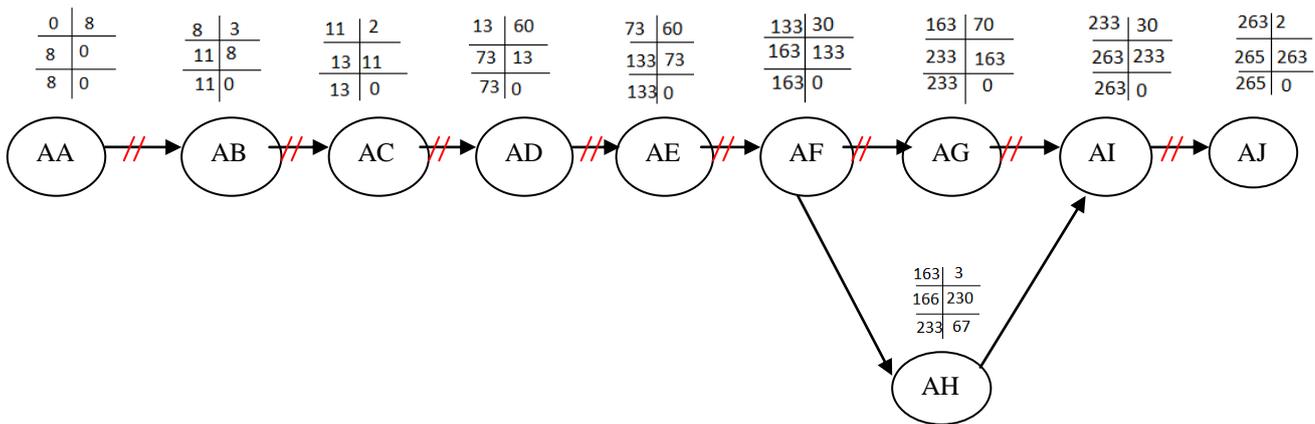


Figure VII.4 : Réseau à nœuds du réservoir

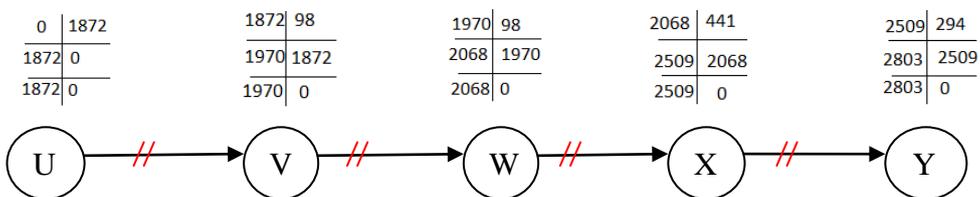


Figure VII.5 : Réseau à nœuds de l'adduction

VII.5. Les Engins [10]

Le matériel utilisé pour les chantiers de notre projet d'adduction est le matériel classique des chantiers de travaux publics. L'utilisation de gros engins mécaniques a réduit considérablement le prix et le temps des terrassements dont l'incidence, dans la construction des chantiers, se trouve ainsi sensiblement diminuée.

Les engins que nous allons utiliser sont :

- Une pelle hydraulique, ou un retro chargeur
- Un bulldozer
- Un chargeur
- Un vibreur du sol pour le compactage des fouilles et des tranchées.

VII.5.1. Pelle hydraulique

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les types de terrains. Ce sont des engins dont le rôle est l'exécution des déblais et leur chargement. Ils sont de type à fonctionnement discontinu, c'est-à-dire que le cycle de travail comprend les temps suivants :

- Temps de fouille
- Temps de transport
- Temps de déchargement
- Temps de remise en position de déblais

Ces engins sont très répandus et utilisés à grande échelle grâce à leur bon rendement et à la qualité du travail qu'ils peuvent fournir.

Pour une pelle équipée en rétro ou pelle hydraulique le godet est porté par un bras simplement articulé et actionné par des vérins hydrauliques.

VII.5.2. Bulldozer

Le bulldozer est un engin commode pour niveler les terrains et décaper de la terre végétale ou couche supérieure du sol qui contient des débris végétaux, l'outil de terrassement est une lame profilée portée par deux bras articulés qu'un mécanisme hydraulique permet d'abaisser ou de lever.

VII.5.3. Chargeur

Un chargeur est un engin de chantier polyvalent. Il comporte un corps automoteur articulé et une benne de grande taille à l'avant. Celle-ci, aussi appelée godet, peut effectuer un mouvement vertical et pivoter autour de son axe porteur. On l'utilisera pour remblayer les fouilles, les casiers et la tranchée après la pose de la conduite.

VII.5.4. Compacteur (vibreur de sol)

C'est un engin peu encombrant, composé de deux petits cylindres d'environ 30 cm de diamètre. Cet engin sert au compactage des remblais des surfaces étroites telles que les fouilles des semelles, les casiers entre ceinture inférieurs du bâtiment et les tranchées.

Conclusion

Ce chapitre a montré l'importance de l'organisation de chantier et de la planification pour le bon déroulement de notre projet, car ça a permis de résumer et de quantifier tous les travaux nécessaires à effectuer, les engins à utiliser, ainsi que d'estimer le coût global du projet, Six milliards cinq cent quatre-vingt-treize millions cinquante mille quarante deux Dinars Algériens, et sa durée de réalisation de huit ans.

CONCLUSION GENERALE

A travers ce travail, nous avons récapitulé les différentes phases de réalisation d'une adduction en potable, qui a comme objectif d'approvisionner la ville de Biskra en eau potable à partir du barrage Koudiat Medouar.

Au départ, nous avons commencé par présenter notre zone d'étude et en tirer ses caractéristiques, pour ensuite estimer les besoins de ses consommateurs à l'horizon d'étude 2051.

La prochaine étape était d'effectuer le choix de la variante du tracé de notre adduction, puis suivant ce tracé nous avons dimensionné l'adduction d'une manière technico-économique avec un DN 900 en fonte ductile le long de l'adduction.

On a également prévu la construction de deux réservoirs, l'un qui est un réservoir tampon de capacité 1500 m^3 qui joue le rôle d'un relai entre la partie refoulement et celle gravitaire et un autre à l'entrée de la ville de Biskra de capacité 2000 m^3 pour la distribution.

Pour refouler les quantités d'eau vers le réservoir tampon, on a effectué l'étude du pompage et cela par le biais de deux stations de pompages identiques équipées par trois pompes et une de secours.

Afin d'assurer la protection de ces stations de pompage contre le phénomène du coup de bélier, on a prévu d'installer deux réservoirs d'air anti-bélier. Concernant la protection de la partie gravitaire contre les hautes pressions, quatre ouvrages brise-charge ont été projetés pour les rabattre. Par but d'évacuer les bulles d'air qui peuvent survenir à l'intérieur de la conduite, on placé des ventouses au niveau des points hauts et des vidanges aux points bas.

Pour le bon déroulement de tous ces travaux dans les meilleures conditions, une organisation de chantier a été effectuée ainsi qu'une estimation du devis quantitatif totale du projet.

Enfin, ce travail était une synthèse de l'ensemble de nos connaissances théoriques le long de notre formation.

En espérant que ce modeste travail pourra apporter de l'aide aux promotions à venir.

Références bibliographique

- [1] **B. SALAH** « polycopie d'alimentation en eau potable », ENSH 1994.
- [2] **A. DUPONT** « Hydraulique urbaine », Tome II.1981 Edition Eyrolles (Paris)
- [3] **M.CARLIER** « Hydraulique générale et appliquée », 1972 Eyrolles (Paris)
- [4] **ERIC DROUART et MICHEL VOUILLAMOZ** « Alimentation en eau des populations menacées », Edition Hermann 1999.
- [5] **A.G.H.T.M** « les stations de pompages », édition Technique et Documentation, Paris 1982, p101
- [6] **M.MEUNIER** « les coups de bélier et la protection des réseaux d'eau sous pression » Edition Dunod, paris, 1950
- [7] **SB SE & Co. KGaA**, Recueil de plans d'installation, Omega / Omega V, KSB, Frankenthal,2018
- [8] **ANBT**, Note de calcul hydraulique des brise-charge.
- [9] **KARA.R.** Etude du système d'adduction en eau potable des villes d'Ain Kercha et Ain Mlila à partir du barrage Ourkiss (W.Oum El Bouaghi) .Mémoire de fin d'études. ENSH ,2020
- [10] **Es.Shaimi,S et Ait Fkir ,Z.**Les engins de terrassement routier. Ecole Supérieure de Technologie

ANNEXES

ANNEXE (I.1)

Grille normative pour estimer la qualité de l'eau en Algérie

Paramètre		Bonne	Moyenne	Mauvaise	Très mauvaise
Physico-chimique	PH	6.5-8.5	6.8-8.5	>6, <9	>5, <9
	T°C	25	25-30	30-35	>35
	Minéralisation	300-1000	1000-1200	1200-1600	>1600
	Ca ²⁺ mg/l	40-100	100-200	200-300	>300
	Mg ²⁺ mg/l	30	30-100	100-150	>150
	Na ²⁺ mg/l	10-100	100-200	200-500	>500
	Chlorure mg/l	10-150	150-300	300-500	>500
	Sulfates mg/l	50-200	200-300	300-400	>400
Organique	O ₂ dissous %	>100	100-50	50-30	>30
	DBO ₅ mg/l	5	5-10	10-15	>15
	DCO mg/l	20	20-40	40-50	>50
	Matière organique	5	5-10	10-15	>15
Composés azotés	Ammonium mg/l	0-0.01	0.01-0.1	0.1-3	>3
	Nitrites mg/l	0-0.01	0.01-0.1	0.1-3	>3
	Nitrates mg/l	0-10	10-20	20-40	>40
Eléments toxiques et indésirables	Phosphates mg/l	0-0.01	0.01-0.1	0.1-3	>3
	Fe mg/l	0-0.5	0.5-1	1-2	>2
	Mn mg/l	0	0-0.05	0.05-0.5	>0.5
	Cr mg/l	0-0.02	0.02-0.05	0.05-1	>1
	Cu mg/l	0	0-0.5	0.5-1	>1
	Zn mg/l	0	0	0-0.01	>0.01
	Cd mg/l	0	0	0-0.05	>0.05
	Pb mg/l	0	0-0.8	0.8-1.5	>1.5
	F mg/l	0	0	0-0.02	
CN ⁻ mg/l	0.001-0.002				

Annexe (II.1)

Répartition horaire des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

Heures	Nombre d'habitants				
	<10000	10000 à 50000	50001 à 100000	>100000	Agglomération de type rurale
0 -1	1	1.5	3	3.35	0.75
1- 2	1	1.5	3.2	3.25	0.75
2- 3	1	1.5	2.5	3.3	1
3- 4	1	1.5	2.6	3.2	1
4 -5	2	2.5	3.5	3.25	3
5 -6	3	3.5	4.1	3.4	5.5
6- 7	5	4.5	4.5	3.85	5.5
7- 8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8 -9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9 -10	5.5	6.25	5.6	5.05	3.5
10- 11	4.5	6.25	4.8	4.85	6
11- 12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12- 13	7	5	4.4	4.6	8.5
13- 14	7	5	4.1	4.55	6
14- 15	5.5	5.5	4.2	4.75	5
15- 16	4.5	6	4.4	4.7	5
16- 17	5	6	4.3	4.65	3.5
17 -18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18- 19	6.5	5	4.5	4.4	6
19- 20	5.0	4.5	4.5	4.3	6
20- 21	4.5	4	4.5	4.3	6
21 -22	3	3	4.8	4.2	3
22- 23	2	2	4.6	3.75	2
23- 24	1	1.5	3.3	3.7	1
Total	100%	100%	100%	100%	100%

(Source : Polycopié d'AEP SALAH.B)

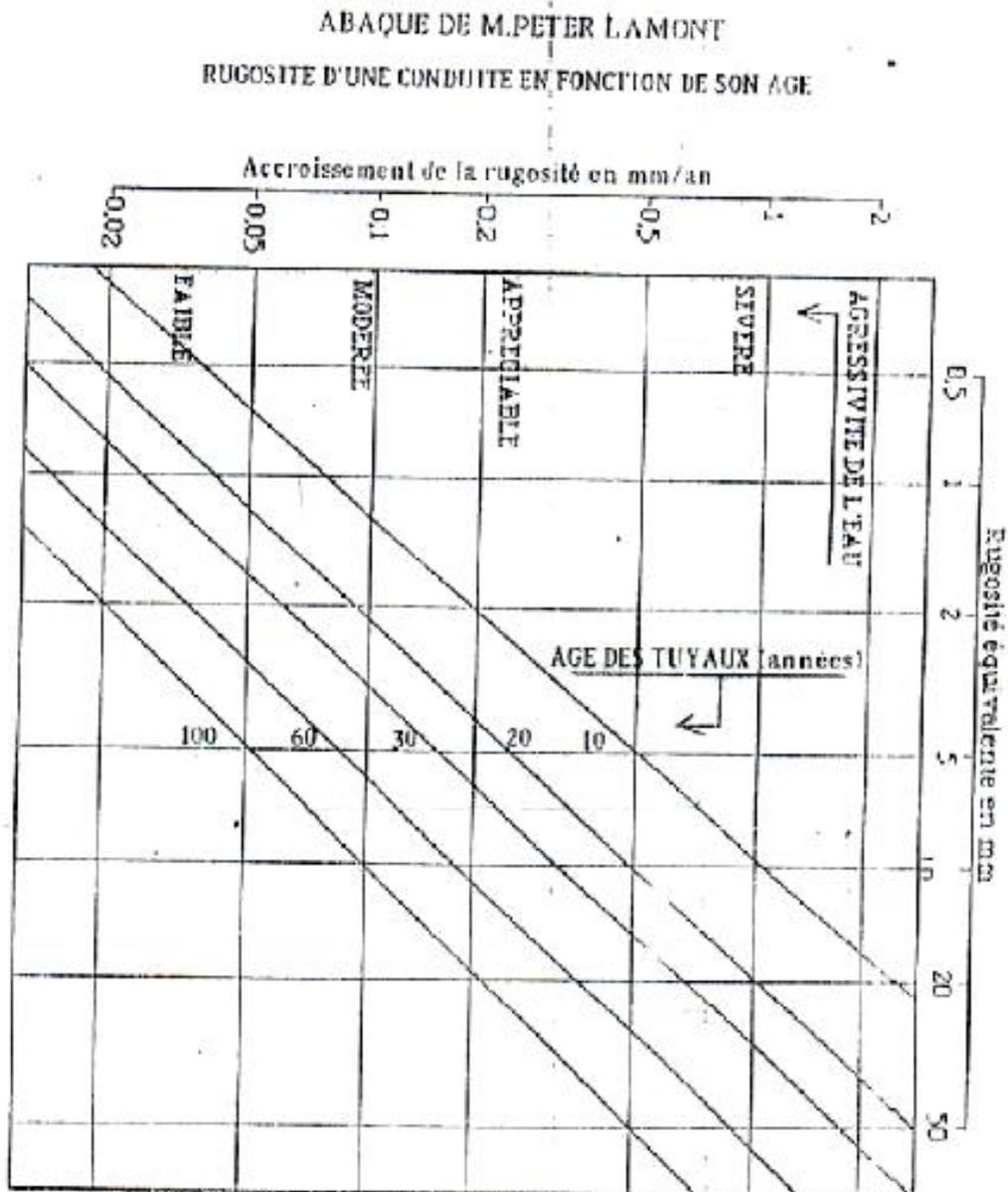
ANNEXE (III.1)

Les valeurs usuelles indices de rugosité (k) en mm.

N°	Nature de la surface intérieure	Indice rugosité K
1	Cuivre, plomb, laiton, inox	0,001 à 0,002
2	Tube PVC	0,0015
3	Acier inox	0,015
4	Tube acier du commerce	0,045 à 0,09
5	Acier étiré	0,015
6	Acier soudé	0,045
7	Acier galvanisé	0,15
8	Acier rouillé	0,1 à 1
9	Fonte neuve	0,25 à 0,8
10	Fonte usagée	0,8 à 1,5
11	Fonte incrustée	1,5 à 2,5
12	Tôle ou fonte asphaltée	0,01 à 0,015
13	Ciment bien lissé	0,3
14	Béton ordinaire	1
15	Béton grossier	1
16	Bois bien raboté	5
17	Bois ordinaire	1

ANNEXE (III.2)

Abaque de M.PETER LAMON (Rugosité d'une conduite en fonction de son âge).



ANNEXE (III.3)

Tableau des prix des conduites en fonte ductile

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)
60	2464,36
80	3422,31
100	6682,31
125	7836,22
150	8534,23
200	10323,10
250	11542,36
300	12336,05
350	13521,23
400	4910,06
450	15982,11
500	17885,15
600	22831,78
700	27777,32
800	31722,86
900	35668,40
1000	39613,94
1100	43553,5
1200	47498,5
1300	51443,5
1400	55388,5

ANNEXE (VI.1)
Tableau des tuyaux en fonte ductile PN25.

DN : diamètre intérieur en (mm)	Longueur normalisée (m)	Diamètre extérieur : De (mm)	Epaisseur de la fonte : e (mm)	Masse moyenne par tuyau (Kg)	Masse moyenne métrique (Kg/m)
60	6.00	77	6.0	60.1	10.0
80	6.00	98	6.0	78.2	13.0
100	6.00	118	6.1	95.4	15.9
125	6.00	144	6.2	118.0	19.7
150	6.00	170	6.3	145.0	24.2
200	6.00	222	6.4	203.0	33.8
250	6.00	274	6.8	267.0	44.5
300	6.00	326	7.2	337.0	56.2
350	6.00	378	7.7	480.0	80.0
400	6.00	429	8.1	567.0	94.5
450	6.00	480	8.6	671.0	111.8
500	6.00	532	9.0	775.0	129.2
600	6.00	635	9.9	1007.0	167.8
700	7.00	738	10.8	1515.0	216.4
800	7.00	842	11.7	1856.0	265.1
900	7.00	945	12.6	2223.0	317.6
1000	7.00	1048	13.5	2621.0	374.4
1100	8.27	1048	13.5	3085.0	373.0
1200	8.27	1151	14.4	3604.0	435.8
1300	8.26	1255	15.3	4153.0	502.8
1400	8.19	1462	17.1	5543.0	676.8

ANNEXE (VI.2)

Abaque de Vibert

ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ
DES RÉSERVOIRS D'AIR

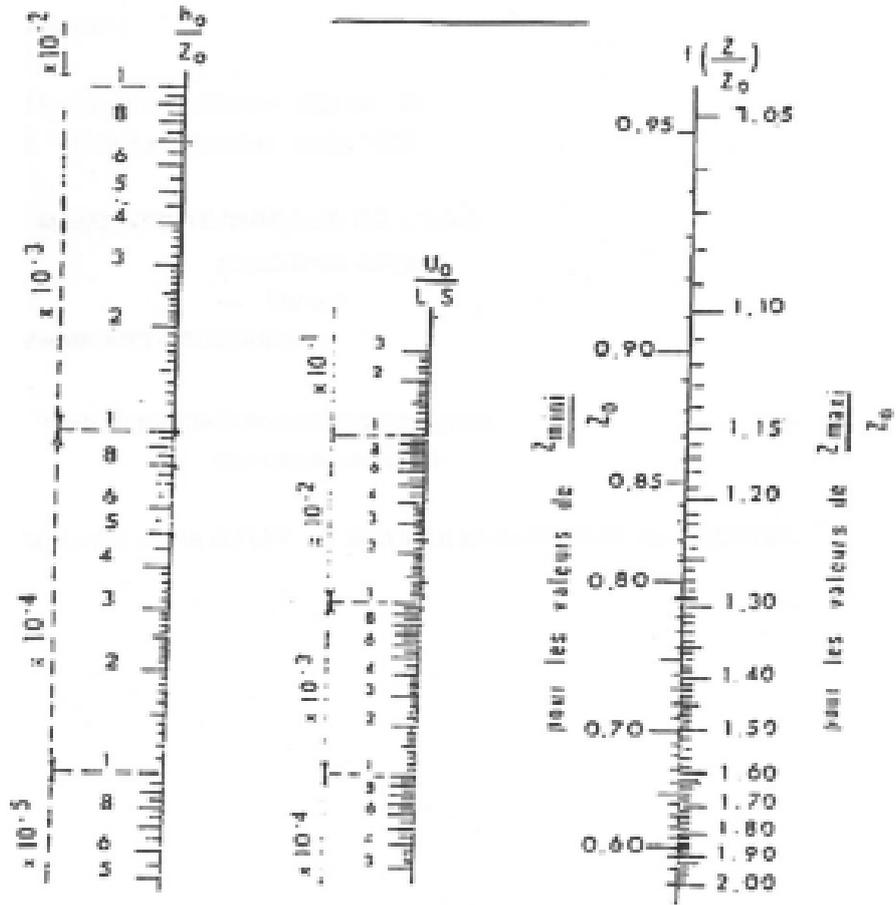


PLANCHE XXXVII

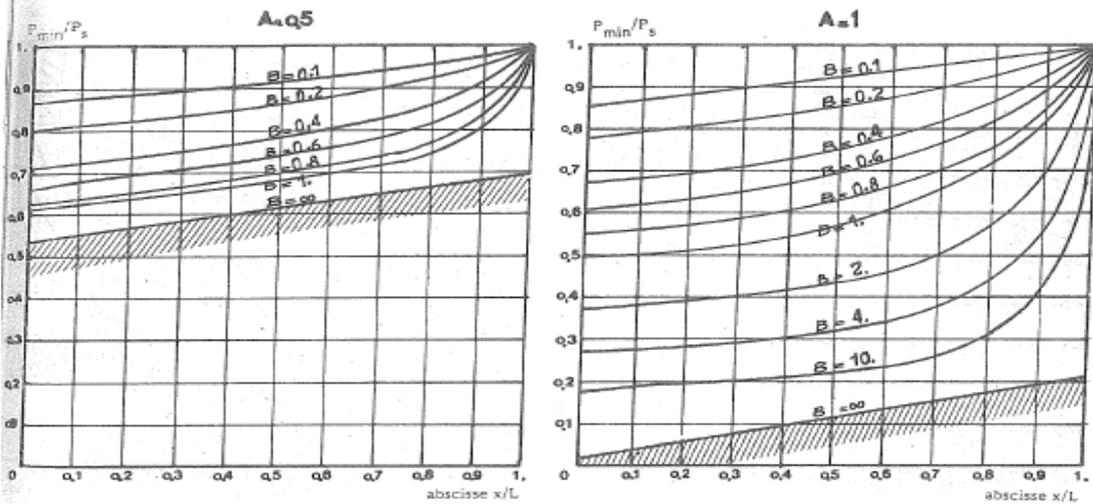
ANNEXE (VI.3)

Abaques de PEUCH ET MEUNIER

DIMENSIONNEMENT DE BALLONS ANTI-BELIER
PROTECTION CONTRE LES DEPRESSIONS

DETERMINATION DU COEFFICIENT B
(Définissant le volume d'air initial dans le ballon)

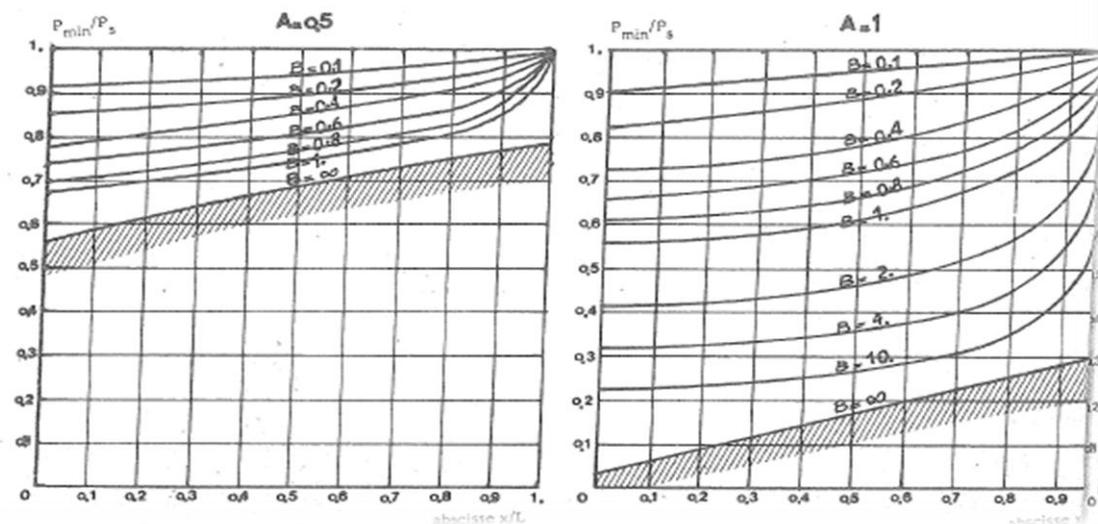
$K = 0.4$



DIMENSIONNEMENT DE BALLONS ANTI-BELIER
PROTECTION CONTRE LES DEPRESSIONS

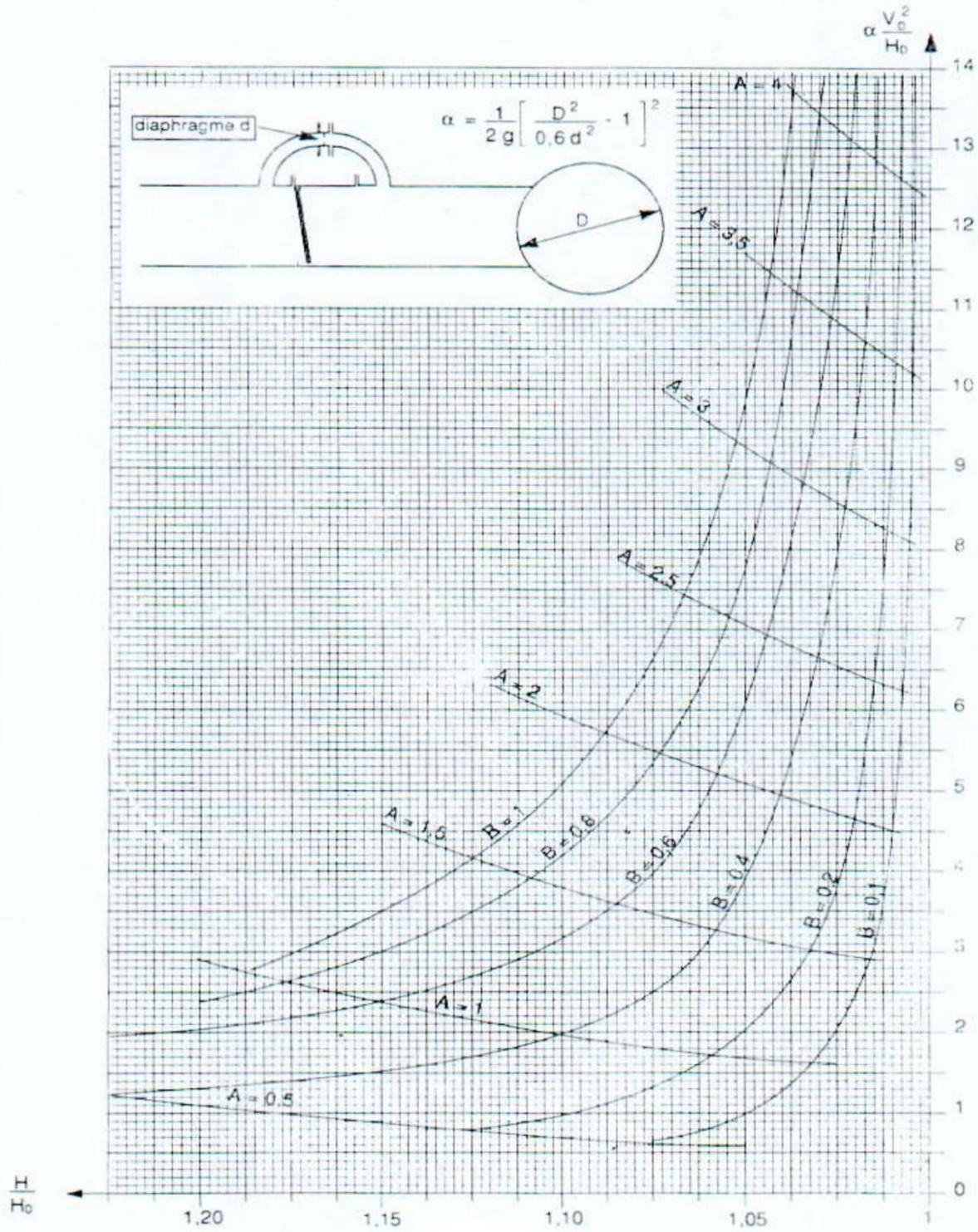
DETERMINATION DU COEFFICIENT B
(Définissant le volume d'air initial dans le ballon)

$K = 0.6$



ANNEXE (VI.4)

Abaque de Dubin et Guéneau



ANNEXE (VI.5)
Accessoires et équipements hydrauliques



Ventouse



Robinet vanne à opercule



Robinet vanne à papillon



Clapet anti retour

Annexe VII.1 Les Engins



Une pelle hydraulique



Un bulldozer



Un chargeur



Un compacteur