

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

**Renforcement de l'approvisionnement en eau potable de la ville
d'Ain Boucif (w. Medea) .**

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0004-20

APA Citation (توثيق APA):

**Benboussad, Ibrahim (2020). Renforcement de l'approvisionnement en eau potable
de la ville d'Ain Boucif (w. Medea)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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 بتمكين 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: SYSTEMES D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME :

**Renforcement de l'approvisionnement en eau potable de la ville
d'Ain Boucif (W. Médéa)**

Présenté par :

BENBOUSSAD Ibrahim

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
SALAH Boualem	Professeur	Président
KAHLERRAS Malika	M.C.B	Membre
TOUAHIR Sabah	M.A.A	Membre
KAHLERRAS Djilali	M.C.B	Promoteur

Session Septembre 2020

Remerciement

Avant tout, je remercie le bon dieu de m'avoir accordé la foi, le courage, la volonté et le bon entourage afin d'accomplir dans les meilleures conditions ce modeste travail.

*Avec une profonde reconnaissance et considération particulière, je tiens à remercier mon encadreur **M. KHALERRAS Djilali** pour sa générosité, sa grande patience et pour le temps qu'il a bien voulu me consacrer.*

*Egalement, je tiens à remercier **M. BENBOUSSAD M'hamed** le chef de centre de l'Algérienne Des Eaux de la zone d'AM BOUCIF, et aussi **M. BELKACEM Mustapha** le subdivisionnaire (DRE) de la daïra d'AM BOUCIF pour leur collaboration et conseils qui m'ont apportés dans ce travail.*

*Je remercie également tous les enseignants qui m'ont aidé par leurs orientations et conseils à mieux élaborer mon travail sur tout Mme **KADJ L.** et Mme **MOKRANE O.***

Mes vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à mon travail en acceptant de l'examiner et de l'enrichir par leurs propositions.

Enfin, je tiens également à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Ibrahim

Dédicace

*A la mémoire de mon défunt cher père « Makhlouf » si lointain si proche, que la terre
lui soit légère.*

*Aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour, l'estime et le respect que j'ai toujours
eu pour vous.*

A ma très chère mère « Ouiza »

*Honorable, aimable : Tu représentes pour moi le symbole de la bonté par excellence, la
source de tendresse et l'exemple du dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager et de
prier pour moi.*

A mon frère « Mansour » et ma très chère sœur « Zeina »

Pour leur aide et leur précieuse attention

A ma grand-mère, mes oncles et mes tantes

A mes chers amis

*Avec qui j'ai partagé des moments de ma vie au fil du temps, je vous offre cette
magnifique dédicace d'amitié.*

Abrahim

Table des matières

Introduction générale.....	1
Chapitre I : Présentation de la zone d'étude	
I.1 Introduction	3
I.2 Situation géographique et administrative	3
I.3 Situation topographique.....	3
I.4 Situation climatologique.....	3
I.4.1 Le climat.....	3
I.4.2 La température.....	3
I.5 La pluviométrie.....	5
I.6 Hydrologie et hydrogéologie	5
I.6.1 Hydrologie.....	5
I.6.2 Hydrogéologie	5
I.7 Géotechnique	5
I.8 Démographie	6
I.9 Situation hydraulique.....	6
I.9.1 Les ressources en eau	6
I.9.2 Les ouvrages de stockage	6
I.9.3 Le réseau de distribution	8
I.10 Conclusion	9
Chapitre II: Estimation des besoins	
II.1 Introduction.....	11
II.2 Estimation de la population future	11
II.3 La dotation	11
II.3.1 Choix de la dotation.....	11
II.4 Catégories de consommateurs.....	12
II.5 Evaluation de la consommation journalière moyenne	12
II.5.1 La consommation journalière moyenne domestique	12
II.5.2 La consommation journalière moyenne scolaire	13
II.5.3 La consommation journalière moyenne administrative.....	13
II.5.4 La consommation journalière moyenne sanitaire	14
II.5.5 La consommation journalière moyenne socioculturelle	14
II.5.6 Récapitulation de la consommation journalière moyenne totale	14
II.6 Etude de la variation de consommation	15
II.6.1 La variation journalière	15
II.6.2 Etude de la variation horaire.....	16
II.7 Le régime de consommation	17
II.8 Le bilan de l'eau.....	19
II.9 Conclusion	19

Chapitre III: Etude de l'adduction

III.1	Introduction	21
III.2	Type d'adduction	21
III.2.1	Adduction gravitaire	22
III.2.2	Adduction par refoulement	22
III.2.3	Adduction mixte	22
III.3	Choix du tracé	22
III.4	Choix de type de canalisation	22
III.5	Etude des variantes	24
III.5.1	Variante 01 :	25
III.5.2	Variante 02	25
III.5.3	Analyse des variantes	26
III.6	Calcul de la partie refoulement	28
III.6.1	Méthode de calcul.....	28
III.6.2	Calcul du diamètre économique	30
III.6.3	Choix de la variante :.....	38
III.7	Calcul de la partie gravitaire	38
III.7.1	Méthode de calcul.....	38
III.8	Conclusion	41

Chapitre IV : Etude du pompage

IV.1	Introduction	43
IV.2	Choix du type de pompe	43
IV.3	Couplage des pompes	43
IV.4	Caractéristiques hydrauliques d'une pompe centrifuge	44
IV.5	Les courbes caractéristiques.....	45
IV.5.1	Courbes caractéristiques des pompes centrifuges	45
IV.5.2	Courbe caractéristique de la conduite.....	45
IV.6	Point de fonctionnement	46
IV.6.1	Recherche du point de fonctionnement	46
IV.6.2	Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données	46
IV.7	Calcul des paramètres de la station de pompage SP1&SP2.....	48
IV.7.1	Refoulement SP1-SP2	48
IV.7.2	Refoulement SP2-Réservoir tampon	50
IV.8	Régulation des stations de pompage	53
IV.9	Etude de la cavitation.....	55
IV.9.1	Définition de la cavitation	55
IV.9.2	Les effets de la cavitation	55
IV.9.3	La hauteur d'aspiration admissible.....	55
IV.9.4	Calage de la pompe.....	56

IV.10	Consigne d'exploitation	57
IV.11	Conclusion.....	57

Chapitre V : Protection de la conduite contre le coup de bélier

V.1	Introduction.....	59
V.2	Définition	59
V.3	Les causes du coup de bélier.....	59
V.4	Les risques dus au coup de bélier.....	59
V.5	Analyse physique du phénomène :.....	60
V.5.1	Première phase :.....	60
V.5.2	Deuxième phase :.....	60
V.5.3	Troisième phase :.....	60
V.5.4	Quatrième phase :	60
V.6	Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier :	61
V.6.1	Les réservoirs d'air :	62
V.7	Calcul du volume réservoir d'air	64
V.7.1	Station de pompage SP1	64
V.7.2	Station de pompage SP2.....	65
V.7.3	Caractéristiques finales du réservoir d'air	65
V.7.4	Installation du réservoir d'air	66
V.8	Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier.....	66
V.9	Les techniques pour prévenir les coups de bélier :	67
V.10	Conclusion	67

Chapitre VI : Pose de canalisation et accessoires

VI.1	Introduction.....	69
VI.2	Pose de canalisation	69
VI.2.1	Principe de pose de canalisation.....	69
VI.2.2	Type de pose.....	70
VI.3	Pièces spéciales et accessoires	74
VI.3.1	Robinets vannes.....	74
VI.3.2	Les ventouses :.....	75
VI.3.3	By-pass :	76
VI.3.4	Vannes de décharge :.....	76
VI.3.5	Clapet anti retour :	76
VI.3.6	Organes de raccordement	76
VI.3.7	Organes de mesure :	77
VI.4	Conclusion	78

Chapitre VII : Organisation de chantier

VII.1	Introduction.....	80
VII.2	Les différents travaux à entreprendre.....	80
VII.2.1	Travaux concernant l'adduction.....	80
VII.2.2	Travaux concernant les stations de pompage.....	80
VII.2.3	Travaux concernant les réservoirs.....	81
VII.3	Définitions des engins de terrassement utilisés :.....	81
VII.3.1	Pelle hydraulique :.....	81
VII.3.2	Bulldozer :.....	82
VII.3.3	Compacteur (vibrateur de sol) :.....	83
VII.4	Calcul des coûts des travaux.....	83
VII.5	Planification des travaux.....	90
VII.5.1	Définitions des tâches et leurs durées.....	90
VII.6	La planification des tâches par la méthode (MPM).....	92
VII.6.1	La réalisation de la conduite d'adduction.....	92
VII.6.2	La réalisation de la station de pompage.....	93
VII.7	Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique.....	94
VII.7.1	Facteurs humains :.....	94
VII.7.2	Facteurs matériels :.....	94
VII.8	Mesures préventives pour éviter les causes des accidents.....	94
VII.8.1	Protection individuelle.....	94
VII.8.2	Autre protections.....	95
VII.8.3	Protection collective :.....	95
VII.9	Conclusion.....	95
	Conclusion générale.....	97

Liste des tableaux

Tableau I-1 Répartition mensuelle moyenne de la température.....	5
Tableau I-2 Répartition mensuelle moyenne de la pluie en (mm)	5
Tableau I-3 Estimation de l'évolution de la population.....	6
Tableau I-4 Etat des forages	6
Tableau I-5 Etat des ouvrages de stockage.....	6
Tableau II-1 Evolution de la population.....	11
Tableau II-2 La consommation journalière moyenne domestique	12
Tableau II-3 Estimation des besoins en eau scolaire.....	13
Tableau II-4 Estimation des besoins en eau administratif.....	13
Tableau II-5 Estimation des besoins en eau sanitaire.....	14
Tableau II-6 Estimation des besoins en eau socioculturel.....	14
Tableau II-7 Récapitulation du débit journalier moyen	14
Tableau II-8 Récapitulatif des débits maximums et minimums journaliers.....	15
Tableau II-9 β_{max} et β_{min} en fonction du nombre d'habitants.	16
Tableau II-10 Calcul des consommations horaires maximales et minimales.....	17
Tableau II-11 Variations du débit horaire de la consommation en eau potable.....	18
Tableau II-12 Le bilan d'eau.....	19
Tableau III-1 Comparatif entre les deux variantes	26
Tableau III-2 Variation journalière des tarifs de l'énergie.....	29
Tableau III-3 Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre SP1-SP2 (V1). 30	
Tableau III-4 Variation des frais d'exploitation en fonction du diamètre SP1-SP2 (V1).....	31
Tableau III-5 Bilan des frais d'investissement et d'exploitation SP1-SP2 (V1).....	31
Tableau III-6 Bilan des frais d'investissement et d'exploitation SP2-RT (V1).....	32
Tableau III-7 Variation des frais d'exploitation en fonction du diamètre SP2-RT (V1).....	32
Tableau III-8 Bilan des frais d'investissement et d'exploitation SP2-RT (V1).....	32
Tableau III-9 Résultat de l'étude de la 1ère variante.	33
Tableau III-10 Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre SP1-SP2 (V2).....	34
Tableau III-11 Variation des frais d'exploitation en fonction du diamètre SP1-SP2 (V2).....	34
Tableau III-12 Bilan des frais d'investissement et d'exploitation SP1-SP2 (V2).....	34
Tableau III-13 Bilan des frais d'investissement et d'exploitation SP2-SP3 (V2).....	35
Tableau III-14 Variation des frais d'exploitation en fonction du diamètre SP2-SP3 (V2).....	35
Tableau III-15 Bilan des frais d'investissement et d'exploitation SP2-SP3 (V2).....	36
Tableau III-16 Bilan des frais d'investissement et d'exploitation SP3-RT (V2).....	36
Tableau III-17 Variation des frais d'exploitation en fonction du diamètre SP3-RT (V2).....	37
Tableau III-18 Bilan des frais d'investissement et d'exploitation SP3-RT (V2).....	37
Tableau III-19 Résultat de l'étude de la 2ème variante.	38
Tableau III-20 Le bilan comparatif.	38

Tableau III-21 Coefficients K' , m , β pour différents types de tuyau.	39
Tableau III-22 Dimensionnement des conduites gravitaires.	41
Tableau IV-1 Récapitulatif SP1.....	48
Tableau IV-2 Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre (SP1).....	48
Tableau IV-3 Courbe caractéristique de la conduite de refoulement SP1-Bâche SP2.....	49
Tableau IV-4 Récapitulatif de la SP2.....	50
Tableau IV-5 Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre (SP2).....	51
Tableau IV-6 Courbe caractéristique de la conduite de refoulement SP2-Réservoir tampon	52
Tableau IV-7 Pression atmosphérique en fonction de la côte.	56
Tableau IV-8 Pression de vapeur en fonction de la température.....	56
Tableau V-1 Les données de base de la SP1.	64
Tableau V-2 Les données de base de la SP1.	65
Tableau V-3 les dimensions des réservoirs d'air.	65
Tableau V-4 Calcul du temps de retour.....	67
Tableau VI-1 Récapitulatif des traversées de routes.	72
Tableau VII-1 Devis quantitatif et estimatif des travaux de la conduite d'adduction.	84
Tableau VII-2 Devis quantitatif et estimatif des travaux de l'abri de la station de pompage.	87
Tableau VII-3 Devis quantitatif et estimatif des travaux de la bâche d'aspiration.	88
Tableau VII-4 Récapitulatif du devis estimatif du projet.	90
Tableau VII-5 Temps de réalisation des opérations de l'adduction.....	90
Tableau VII-6 Temps de réalisation des opérations de la station de pompage.	91
Tableau VII-7 Temps de réalisation des opérations de la bâche d'aspiration.	91
Tableau VII-8 Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l'adduction.	92
Tableau VII-9 Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de la station de pompage....	93

Liste des figures

Figure I-1 Plan de situation de la zone d'étude.....	4
Figure I-2 le schéma d'aep de la ville d'Ain Boucif.....	7
Figure I-3 Le schéma directeur du réseau de la zone I.....	8
Figure I-4 Le schéma directeur du réseau de la zone II	8
Figure I-5 Le schéma directeur du réseau de la zone III	9
Figure II-1 Histogramme de consommation journalière	18
Figure II-2 La courbe intégrale de consommation.	19
Figure III-1 Schéma synoptique du système projeté.....	21
Figure III-2 Schéma vertical de la variante N01	25
Figure III-3 Schéma vertical de la variante N02	25
Figure III-4 Localisation des stations de pompage des deux variantes sur le tracé en plan...	27
Figure III-5 La courbe d'optimisation SP1-SP2 (V1).....	31
Figure III-6 La courbe d'optimisation SP2-RT (V1).....	33

Figure III-7 La courbe d'optimisation SP1-SP2 (V2).....	35
Figure III-8 La courbe d'optimisation SP2-SP3 (V2).....	36
Figure III-9 La courbe d'optimisation SP3-RT (V2).....	37
Figure III-10 Le tracé en plan des conduites gravitaires	40
Figure IV-1 Couplage de deux pompes en parallèle.	43
Figure IV-2 Couplage de deux pompes en série	44
Figure IV-3 Les courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.....	45
Figure IV-4 point de fonctionnement d'une pompe.	46
Figure IV-5 La courbe caractéristique de la conduite SP1-SP2.....	50
Figure IV-6 La courbe caractéristique de la conduite SP2-RT.	52
Figure IV-7 Vue en plan du bâtiment des stations de pompage.....	54
Figure V-1 Étapes d'un cycle de variation de pression.....	61
Figure V-2 Catalogue des réservoirs d'air.	66
Figure V-3 Schéma d'installation du réservoir d'air.....	66
Figure VI-1 Schéma d'une tranchée.....	69
Figure VI-2 Pose de conduites dans un terrain peu consistant.....	70
Figure VI-3 Pose de canalisation en pente.	71
Figure VI-4 Schéma explicatif de la traversée des routes.	72
Figure VI-5 schéma explicatif de l'installation des butées.	73
Figure VI-6 Robinet vanne à opercule.	74
Figure VI-7 Robinets vanne papillon.	75
Figure VI-8 Ventouses automatiques.	75
Figure VI-9 Clapet anti retour.	76
Figure VI-10 Débitmètre électromagnétique.	77
Figure VI-12 Manomètre à aiguilles.	78
Figure VII-1 Pelle hydraulique.....	82
Figure VII-2 Bulldozer.	82
Figure VII-3 Chargeur.....	83
Figure VII-4 Rouleau lisse.	83
Figure VII-5 Le réseau à nœud du Lot-01.....	92
Figure VII-6 Le réseau à nœud du lot-02.	93
Figure VII-7 Equipements de protection individuelle.....	94

Liste des planches

Planche N01 : Tracé en plan de l'adduction projetée.

Planche N02 : Profil en long de la conduite mixte (Point de piquage – SP1).

Planche N03 : Profil en long de la conduite de refoulement (SP2-RT).

Planche N04 : Profil en long des conduites gravitaires (RT – Réservoirs de stockage)

Planche N05 : Plan type des pièces spéciales.

ملخص :

تهدف هذه الرسالة إلى دراسة تعزيز نظام إمداد مياه الشرب في بلدية عين بوسيف بحلول عام 2050، والتي شهدت نموًا سكانيًا وحضريًا كبيرًا للغاية مما أدى إلى مشاكل عدم كفاية موارد المياه المستخدمة لتلبية الطلب المتزايد. للوصول إلى هذا الهدف اتبعنا عدة عمليات ، قدمنا أولاً منطقة الدراسة ثم شرعنا في تقدير الاحتياجات المائية التي كشفت عن عجز أكثر من 12000 م³ / 3 يوم والذي من المفترض أن يتم ضمانه من خلال القناة الرئيسية لحقل بئر بيرين (ولاية الجلفة). ثم تم إجراء دراسة تقنية واقتصادية لمتغيرين اثنين لضمان التصميم الأمثل. بالإضافة لذلك تم تحديد المعلمات الهيدروليكية لمحطات الضخ، ثم من أجل حماية الأنابيب وجميع معدات التوصيل ضد ظاهرة المطرقة المائية، تم توفير خزائين هوائيين لمحطتي الضخ، أخيراً قمنا بوضع منهجية لتنفيذ المشروع والوسائل المستخدمة لضمان التنفيذ السليم للمشروع.

Résumé :

Ce mémoire de fin d'étude a pour objet d'étudier le renforcement du système d'alimentation en eau potable de la commune d'Ain Boucif à l'horizon 2050, qui a connu une croissance démographique et urbaine très importante, ce qui a conduit à des problèmes d'insuffisances des ressources en eau exploitées pour répondre à la demande en eau qui ne cesse de croître. Pour atteindre cet objectif, on a suivi plusieurs processus, d'abord on a présenté la zone d'étude, puis on a procédé à l'estimation des besoins en eau qui a révélé un déficit de plus de 12000 m³/j qui devrait être assuré à partir d'un piquage sur la conduite du champ de captage de Birine (W.DJELFA). Ensuite une étude technico-économique a été faite pour deux variantes afin d'assurer une conception optimale. En outre on a déterminé les paramètres hydrauliques des stations de pompage, et dans le but de protéger les conduites de refoulement contre le phénomène du coup de bélier on a prévu deux réservoirs d'air pour les deux stations de pompage, pour enfin établir une méthodologie de mise en œuvre du projet et les moyens déployés pour garantir la bonne exécution du projet.

Abstract:

This thesis aims to study the strengthening of the drinking water supply system of the town of Ain Boucif by 2050, which has experienced very significant demographic and urban growth, this has led problems of insufficient water resources used to meet the growing demand. To reach this objective, we followed several processes, first we presented the study area, then we proceeded to estimate the water needs which revealed a deficit of more than 12000 m³ / d which should be provided from a tapping on the pipe from the Birine wellfield (W.DJELFA). Then a technical-economic study was made for two variants to ensure an optimal design. In addition, the hydraulic parameters of the pumping stations were determined, and in order to protect the pipes and all the discharge equipment against the phenomenon of water hammer, two air tanks were provided for the two pumping stations, to finally establish a methodology for implementing the project and the means deployed to guarantee the proper execution of the project.

الكلمات المفتاحية : تقوية ، إمدادات مياه الشرب ، عجز ، عين بوسيف ، دراسة.

Mots-clés : Renforcement, Alimentation en eau potable, Déficit, Ain Boucif, Etude.

Keywords: Strengthening, Drinking water supply, Deficit, Ain Boucif, Study.

Introduction générale

L'eau est une ressource naturelle limitée, nécessaire à la vie, et essentielle pour le développement économique et social. Elle est indispensable pour les agglomérations et usages domestiques dans le monde, dont la tendance à la hausse suit l'accroissement de la population. L'eau potable est essentielle pour la santé, la survie, la croissance; il n'y a pas de développement sans eau potable, c'est pour cela que le raccordement en eau des populations fait partie des axes stratégiques majeurs parmi ceux identifiés pour la réduction de la pauvreté.

Suite aux nombreux problèmes que connaît la distribution d'eau potable dans la commune d'Ain Boucif, les autorités ont lancé une opération qui a pour but de renforcer et sécuriser le système d'alimentation en eau potable de cette dernière. Pour satisfaire les besoins en eau de la commune et combler le déficit en eau potable, on projette une conduite d'adduction qui va acheminer l'eau à partir de la conduite principale du champ de captage de BIRINE (W. DJELFA) jusqu'au réservoir tampon existant de 500m³.

Le choix de ce champ de captage constitué de 10 forages revient, d'une part, à sa capacité de production journalière globale qui présente environ 20000 m³/j, et d'autre part, à la possibilité de raccordement en route des localités de Ksar El Boukhari et Boughezoul au système de transfert des eaux du barrage « Koudiat Acerdoune » (W. BOUIRA), ce qui permettra le piquage d'un débit de 12000m³, nécessaire à l'alimentation en eau potable de Ain Boucif, sans perturber les systèmes d'alimentation des autres agglomérations.

Afin de mener à bien cette étude, nous avons subdivisé ce travail en sept chapitres tous d'une importance majeure, les différentes étapes sont articulées de la manière suivante:

- Dans la première partie, nous avons déterminé les données nécessaires concernant la zone d'étude du point de vue topographie, géologie, démographie ainsi que la situation hydraulique.
- Dans la deuxième partie nous avons déterminé les différents besoins en eau potable qu'exigent les différents types de consommateurs formant l'agglomération, et nous avons ainsi déduit les différents débits variables dans le temps qui vont nous servir comme base de données pour le dimensionnement de notre système d'alimentation en eau potable appelé à garantir la consommation en eau potable de l'agglomération étudiée à l'horizon 2050.
- Dans la troisième partie nous avons déterminé les dimensions de notre système d'adduction qui est constitué de plusieurs tronçons en adduction gravitaire, et par refoulement en fonte ductile, et en PEHD.
- Dans la quatrième partie nous avons déterminé le type de pompe, adapté à l'usage de notre projet, qui va nous permettre d'assurer la charge et le débit demandés.
- Dans la cinquième partie nous avons évalué le phénomène du coup de bélier ainsi que les différents moyens et équipements de protection des équipements contre ce phénomène.
- Dans la sixième partie nous avons illustré les normes de réalisation et d'exploitation de ce projet, afin d'assurer son bon fonctionnement, et de prolonger sa durée de vie à l'horizon 2050.
- Dans la septième partie, nous avons calculé les volumes des différentes prestations, en faisant une étude quantitative et estimative des travaux, et pour le bon déroulement des travaux et le suivi de la réalisation du projet, nous avons entrepris une planification des travaux en déterminant les délais, et les engins les plus appropriés pour le bon déroulement des différentes étapes de réalisation.

Présentation de la zone d'étude

I. Présentation de la zone d'étude

I.1 Introduction

Dans cette partie on va décrire la situation de la zone d'étude, les caractéristiques du lieu et les facteurs qui influent sur la conception de notre projet.

Parmi ces derniers nous citons : les données relatives à l'agglomération, la situation hydraulique actuelle, les conditions géographiques et topographiques.

I.2 Situation géographique et administrative

La ville d'Ain Boucif est située dans la partie sud-est de la wilaya de MEDEA à une distance de 75km du chef-lieu de la wilaya et à 165km de la capitale Alger, et elle a pour coordonnées géographiques :

- Latitude : 35° 53' 28" nord
- Longitude : 3° 09' 31" est

La commune d'Ain Boucif occupe une assiette foncière de l'ordre de 31400 hectares, elle est délimitée comme suit :

- Au nord par la commune de Rebaia.
- A l'est par les communes de Kef Lakhdar et Sidi Damed
- A l'ouest par les communes d'Ouled Maaref et El Ouinet.
- Au sud par la commune de Birine (W. DJELFA)

La DAIRA d'Ain Boucif résulte du découpage administratif de 1984.

L'agglomération du chef-lieu (ACL) couvre actuellement environs 200 hectares et regroupe 55% de la population. (Voir figure 1)

I.3 Situation topographique

La ville d'Ain Boucif est située sur la limite des hauts plateaux et sur le versant sud des monts de TITTERI entre les altitudes de 1000m et 1300m, son relief montagneux présente plusieurs horizons à de fortes pentes.

I.4 Situation climatique

I.4.1 Le climat

Le climat d'Ain Boucif est un climat de type continental assez sec et très chaud en été, froid en hiver avec gelées et chute de neige.

I.4.2 La température

La température moyenne du mois le plus froid est de 4°C et celle du mois le plus chaud est de 32.6°C. Elles correspondent respectivement au mois de Décembre et d'Août. Elle a une valeur moyenne de 19.30°C.

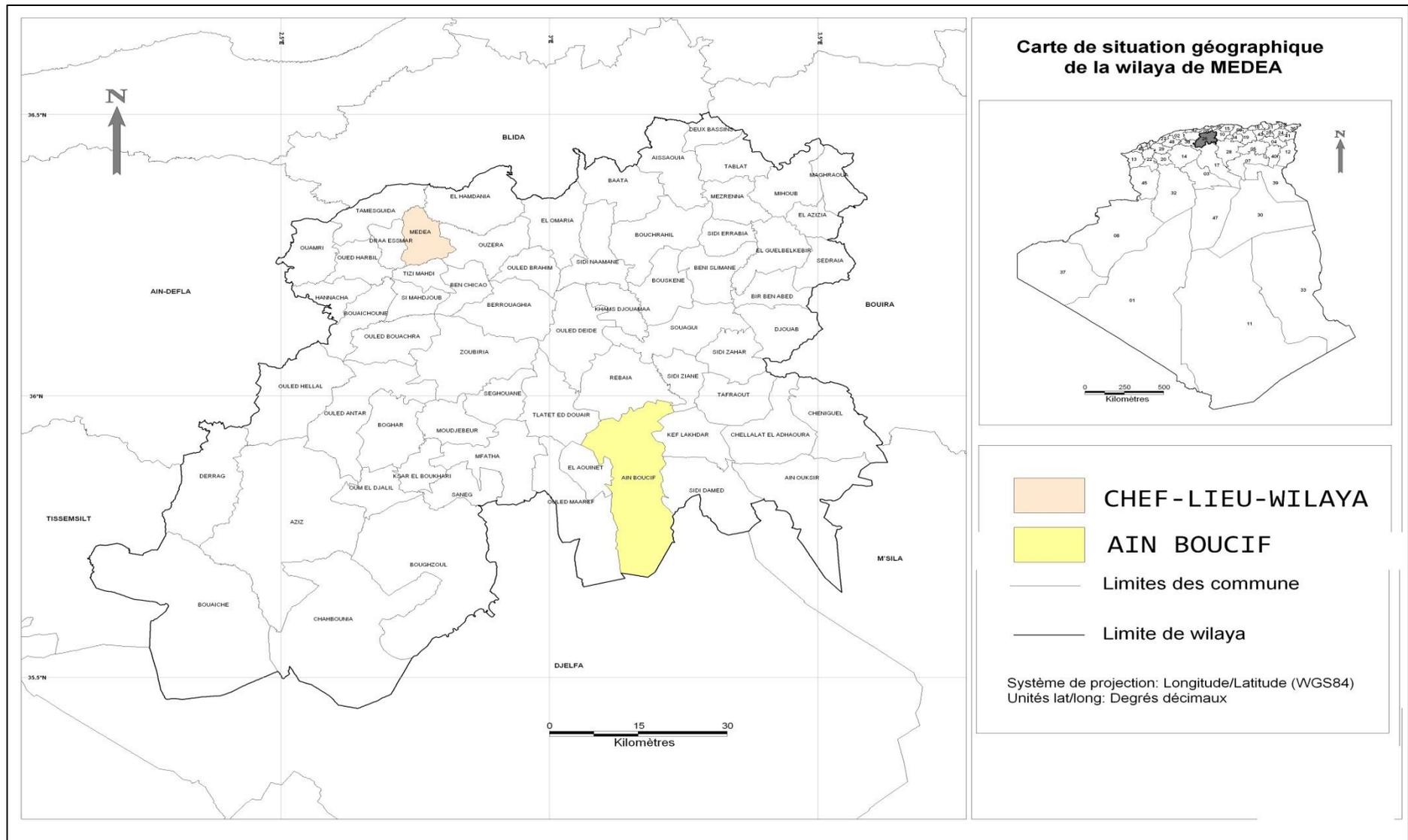


Figure I-1 Plan de situation de la zone d'étude

Source : La carte de découpage administratif en Algérie

Tableau I-1 Répartition mensuelle moyenne de la température (1980-2008)

MOIS	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Déc
T_{moy} (°C)	4	5.9	8.2	11	17.9	25.3	32.6	30.6	27.7	14.5	9	5.6

Source : La révision du PDAU de la commune d'Ain Boucif (2009)

I.5 La pluviométrie

Ain Boucif est située dans une zone hydrologique où les précipitations minimales et maximales annuelles sont respectivement de l'ordre de 400 mm/an et 600 mm/an.

Le mois de janvier est le mois le plus pluvieux avec une moyenne de 79 mm et le mois de juillet est le mois le moins pluvieux avec une moyenne de 4 mm.

La répartition mensuelle des températures est telle que présentée dans le tableau suivant :

Tableau I-2 Répartition mensuelle moyenne de la pluie (1980-2008)

MOIS	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Déc
P_{moy} (mm)	79	53	49	41	46	21	4	8	30	37	66	72

Source : La révision du PDAU de la commune d'Ain Boucif (2009)

I.6 Hydrologie et hydrogéologie

I.6.1 Hydrologie

L'hydrographie d'Ain Boucif est constituée principalement par oued EL AROUS et oued EL HAMAM au nord et oued SDIDA.

Les capacités de mobilisation des ressources superficielles sont très faibles et la plupart des sites initialement objet d'étude ne s'y prête pas.

I.6.2 Hydrogéologie

Ain Boucif est dominée par des sources alimentées par des nappes aquifères sortent la plupart du temps à partir des bancs gréseux perméables et parfois calcaires au contact des marnes.

Il est important de signaler l'existence d'une quantité appréciable de sources et de puits malgré leurs faibles débits.

I.7 Géotechnique

La qualité géotechnique des terrains est très variable allant des terrains alluvionnaires en passant par des grès, calcaires et marnes jusqu'aux terrains gypseux.

Cela s'explique par la présence d'un quaternaire alluvionnaire et d'un éocène moyen ainsi que des éboulis des pentes de montagnes.

I.8 Démographie

Selon les chiffres officiels communiqués par l'office national des statistiques (ONS) du dernier recensement fait en Algérie, la commune d'Ain Boucif compte 26 042 habitants en 2008 avec un taux d'accroissement de 2 %.

Tableau I-3 Estimation de l'évolution de la population

Année	2008	2020	2035	2050
Population	26 042	33 027	44 450	59 823

Source : La révision du PDAU de la commune d'Ain Boucif (2009)

I.9 Situation hydraulique

I.9.1 Les ressources en eau

- Les eaux superficielles : la zone d'étude concernée par notre projet ne possède aucune ressource en eau superficielle qui peut être utilisée en eau potable.
- Les eaux souterraines : l'approvisionnement en eau potable est assuré par plusieurs forages et sources qui alimentent les réservoirs de distribution situés en tête des réseaux

Tableau I-4 Etat des forages

Désignation de la ressource	Débit d'installation [l/s]	Débit actuel [l/s]	Volume journalier produit [m ³ /j]
Forage de Souaftia	10	7	504
La source de Barda	6	4,5	324
Forage de Touafnia	8	2,5	195
Forage de Ain dis	5	2	148
Forage de Ain Ahmed	6	3	216
		Total	1387

Source : Subdivision DRE de la commune d'Ain Boucif / Avril 2020

I.9.2 Les ouvrages de stockage

Le tableau suivant est un récapitulatif des ouvrages de stockage disponibles

Tableau I-5 Etat des ouvrages de stockage

Zone	Réservoir	Capacité (m ³)	Cote de radier (m)	Année de réalisation	Observation
I	R1	1000	1180	1985	Etat de génie civil : moyen
II	R2	500	1150	1980	Etat de génie civil : moyen
	R3	250	1150	1980	Etat de génie civil : moyen
III	R5	500	1164	1990	Etat de génie civil : bon
I+II+III	R4 Tampon	500	1220	2005	Etat de génie civil : bon

Source : Subdivision DRE de la commune d'Ain Boucif

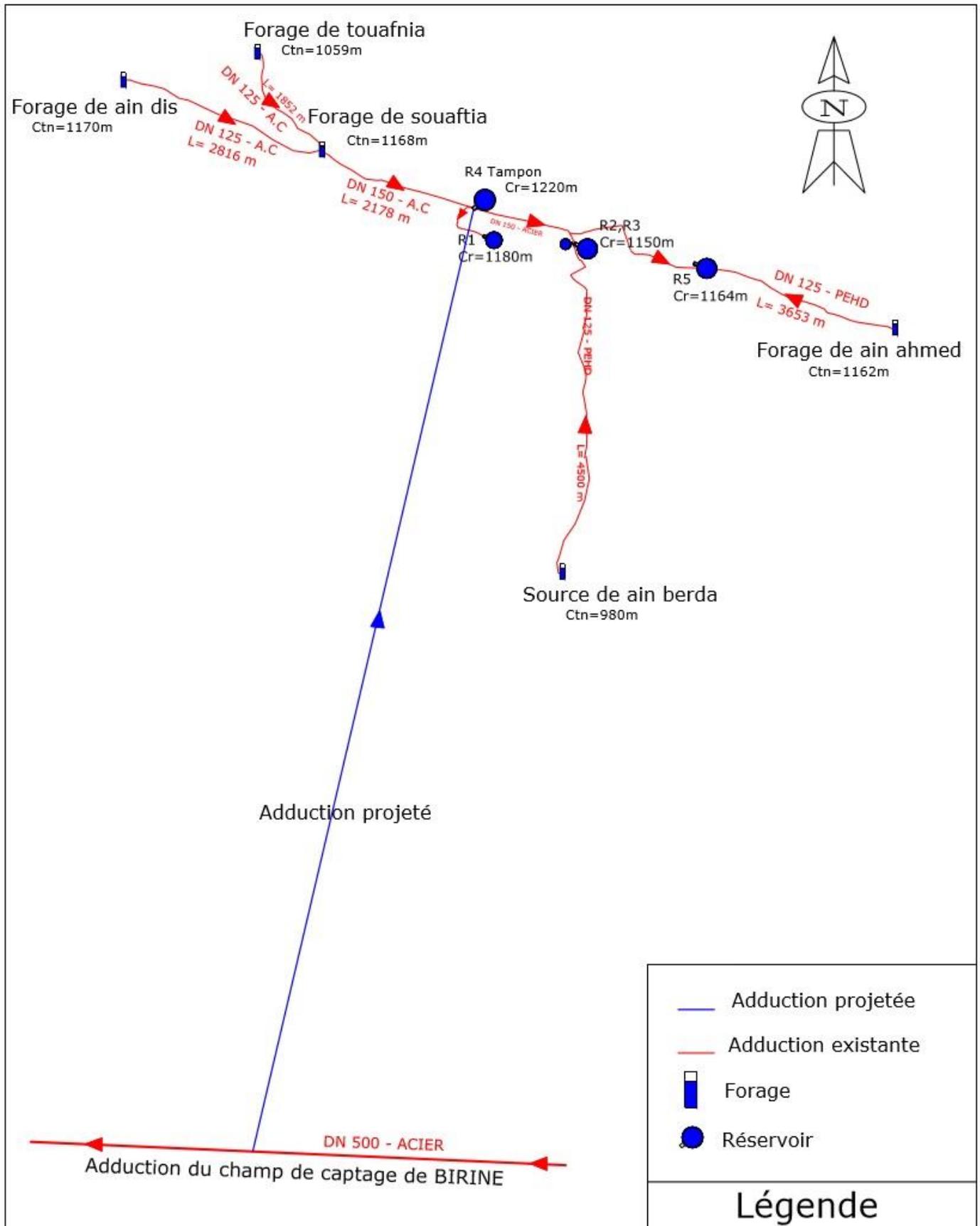


Figure I-2 le schéma d'aep de la ville d'Ain Boucif.

Source : Subdivision DRE de la commune d'Ain Boucif

I.9.3 Le réseau de distribution

Le réseau de distribution a été réalisé en fonction du développement de la ville il en est de même pour les ouvrages de stockage, ainsi nous relevons les schémas directeurs du réseau de distribution des trois zones :

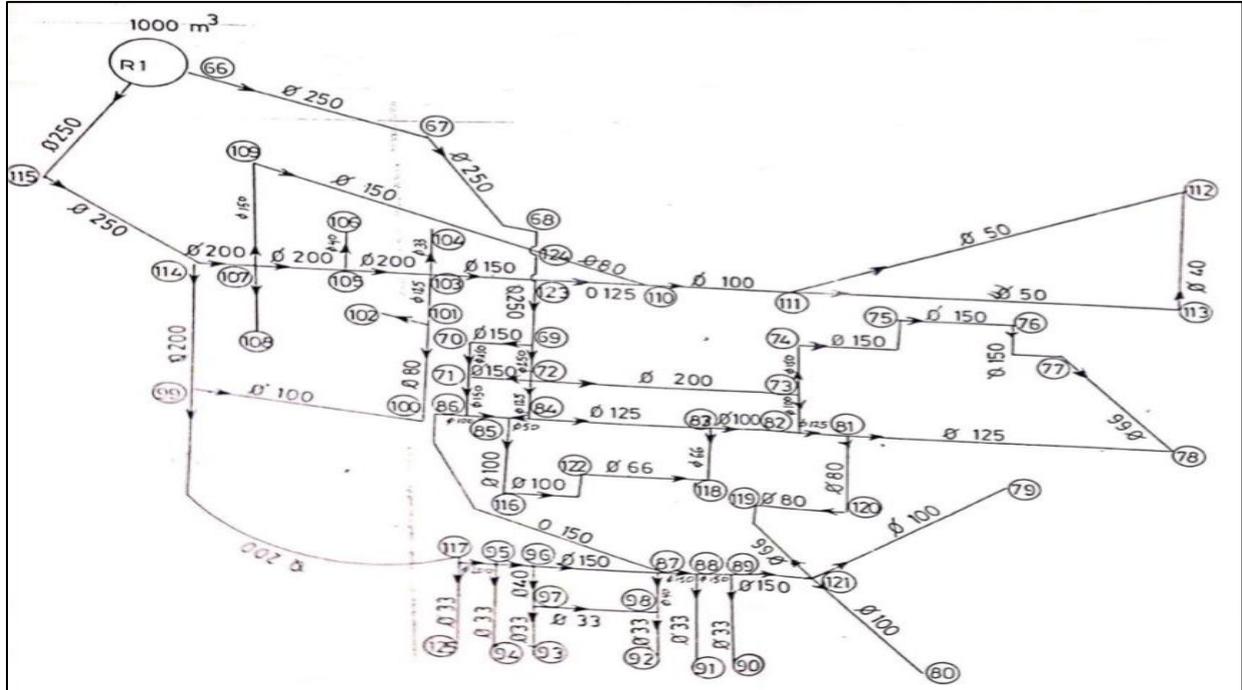


Figure I-3 Le schéma directeur du réseau de la zone I

Source : Subdivision DRE

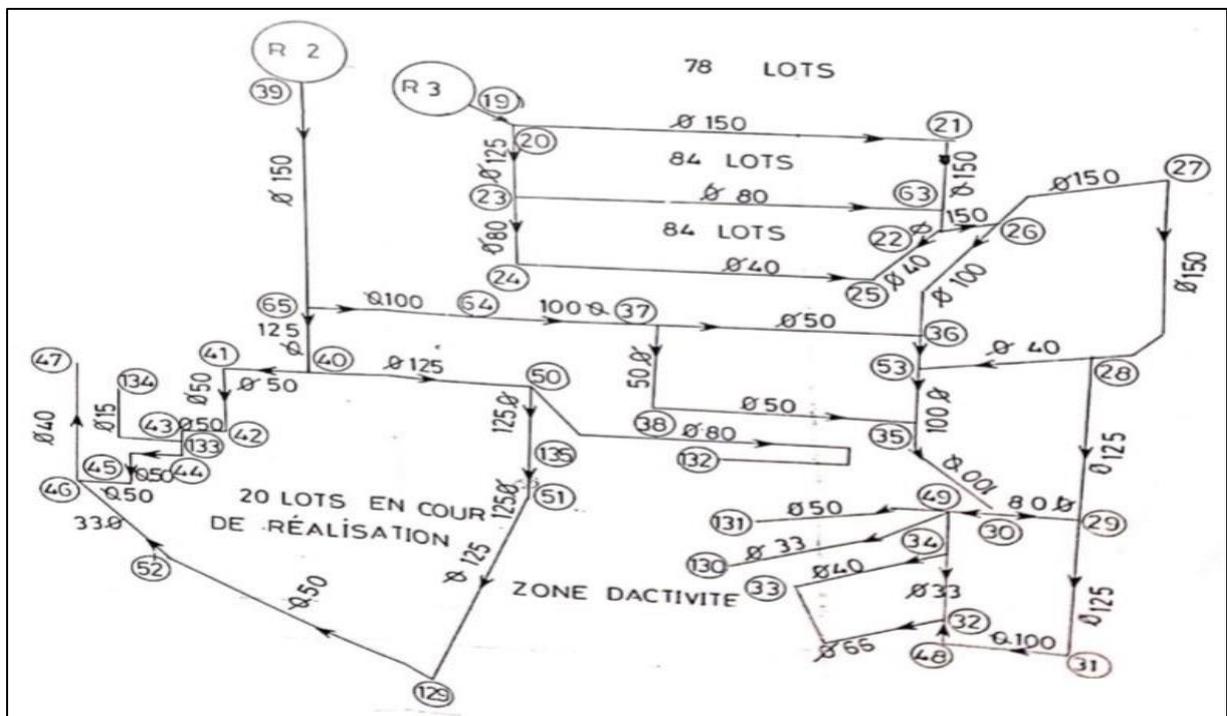


Figure I-4 Le schéma directeur du réseau de la zone II

Source : Subdivision DRE

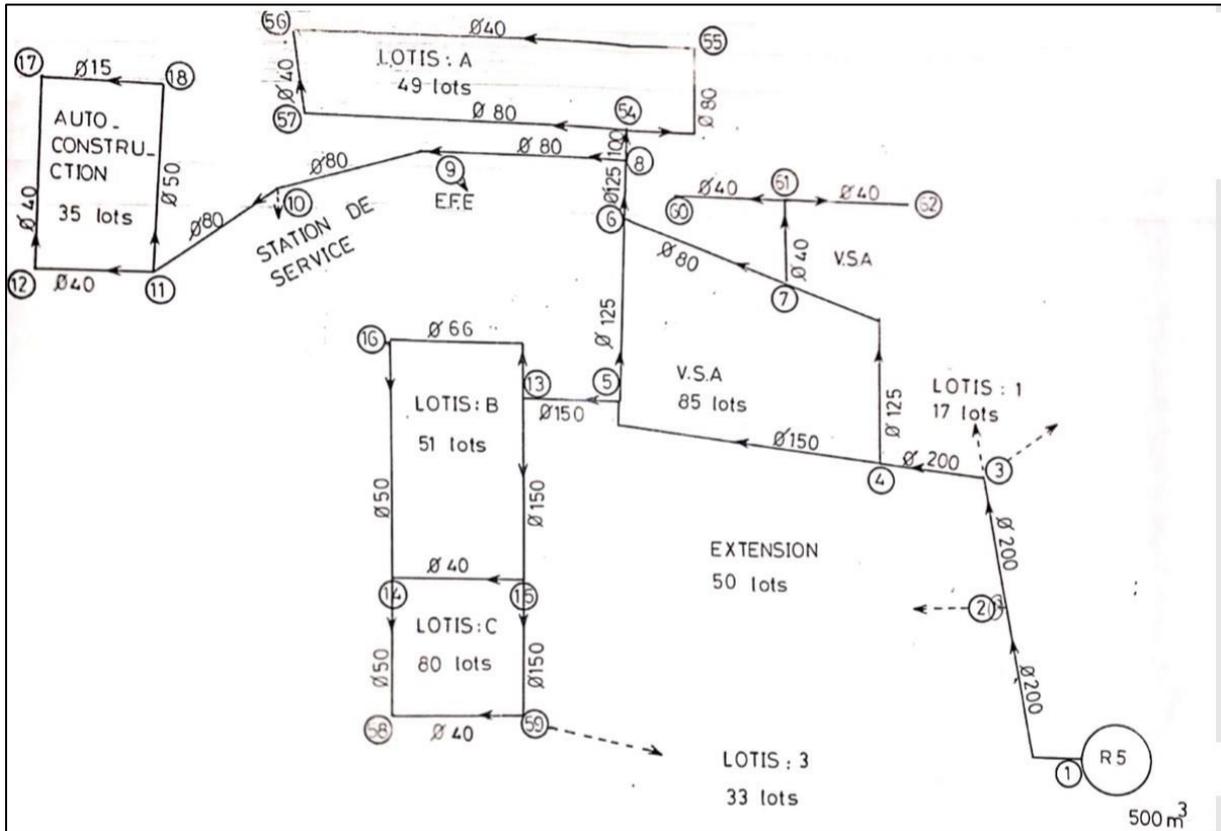


Figure I-5 Le schéma directeur du réseau de la zone III

Source : Subdivision DRE

Remarque : Les réseaux des trois zones sont de type mixte (maillé + ramifié).

I.10 Conclusion

Ce chapitre nous a permis de déterminer les données nécessaires concernant la zone d'étude du point de vue topographie, géologie, démographie ainsi que la situation hydraulique, ces données nous serviront pour entamer notre étude du projet.

Nous allons donc se baser sur les données que nous avons présentées dans ce chapitre dans les calculs des chapitres qui suivent.

Estimation des besoins

II. Estimation des besoins

II.1 Introduction

Afin d'assurer l'approvisionnement en eau potable de la commune d'Ain Boucif, on doit bien estimer les besoins en eau de toutes les catégories recensées pour pouvoir ensuite calculer le déficit en eau à combler avec la conduite d'adduction qu'on va projeter.

Cette évaluation varie considérablement en fonction de l'évolution démographique, des caractéristiques et des habitudes de la population, de la taille de la localité, ainsi que du rythme des activités humaines, tous ces paramètres on doit les prendre en considération dans notre estimation des débits.

II.2 Estimation de la population future

L'objectif de notre étude est d'assurer la desserte qualitative et quantitative en eau potable de la commune d'Ain Boucif jusqu'à l'an 2050 soit un horizon d'étude de 30 ans, pour ce faire on va estimer le nombre d'habitant avec la relation suivante :

$$P = P_0 (1+T)^N$$

Avec :

P : la population à l'horizon 2050

P_0 : la population actuelle en 2020

T : le taux d'accroissement de la population (2 %)

N : nombre d'années séparant l'année de référence à l'horizon considéré (30 ans)

Tableau II-1 Evolution de la population

Nombre d'habitant en 2008 (RGPH)	Nombre d'habitant en 2020	Taux d'accroissement	Nombre d'années	Nombre d'habitant en 2050
26 042	33 027	2 %	30 ans	59 823

Source : La révision du PDAU de la commune d'Ain Boucif (2009)

II.3 La dotation

La dotation ou la norme de consommation est définie comme étant la quantité quotidienne d'eau que doit utiliser l'être humain dans ces différents besoins à savoir, la consommation urbaine, l'irrigation domestique, consommation publique et pertes.

Elle est généralement évaluée en litre par habitant et par 24 heures, par mètre carré de surface de végétaux, par mètre cube, par tonne de productivité, par tête d'animal.....etc.

II.3.1 Choix de la dotation

La dotation moyenne journalière dépend des paramètres suivants :

- Les ressources existantes et exploitables.
- Le niveau de vie de la population et le nombre d'habitants.

La population prise en charge est estimée à 59 823 habitants pour l’horizon 2050, dans ce cas la consommation spécifique, dans une agglomération urbaine, pour un nombre d’habitants compris entre (20.000 et 100.000) habitants est de (115 à 265) l/j/hab.

La dotation moyenne journalière choisie est de **180 l/j/hab**.

II.4 Catégories de consommateurs

La quantité et la qualité d’eau potable à garantir pour une agglomération sont fonction du type de consommateurs existants. C’est pour cette raison que nous devons recenser toutes les catégories de consommation rencontrées au niveau de notre agglomération.

Pour notre cas, nous avons les:

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

II.5 Evaluation de la consommation journalière moyenne

La consommation journalière moyenne est le produit de la dotation moyenne journalière par le nombre d’usagers formant le type de consommateur, désignée par $Q_{moy, j}$ et donnée par:

$$Q_{moy, j} = \text{dot} * N / 1000 \quad [m^3/j]$$

Avec :

$Q_{moy, j}$: Consommation (débit) moyenne journalière en m^3/j .

N: nombre de consommateurs.

Dot: dotation moyenne en litre/jour/consommateur.

II.5.1 La consommation journalière moyenne domestique

La consommation moyenne journalière domestique est calculée en multipliant la dotation choisie précédemment par le nombre total de l’agglomération à l’horizon futur

Tableau II-2 La consommation journalière moyenne domestique

Nombre d’habitant (2050)	Dotation [l/j/hab]	Débit moyen [m^3/j]	Débit moyen [l/s]
59 823	180	10 768,14	124,63

Le débit journalier moyen domestique est estimé à 10 768,14 m^3/j

II.5.2 La consommation journalière moyenne scolaire

Les résultats de calcul pour les différents besoins scolaire sont indiqués dans le tableau ci-après :

Tableau II-3 Estimation des besoins en eau scolaire

Les besoins scolaires					
Désignation	Quantité	Unité	Capacité	Dotation (l/j)	Q _{moy,j} (m ³ /j)
Lycée	3	élève	1500	10	15
CEM	4	élève	800	10	8
Ecole primaire	7	élève	2800	10	28
CFPA	1	élève	200	15	3
Total					54

Source : La révision du PDAU de la commune d'Ain Boucif

Le débit journalier moyen des besoins scolaire est estimé à 54 m³/j

II.5.3 La consommation journalière moyenne administrative

Les résultats de calcul pour les différents besoins administratif sont indiqués dans le tableau ci-après :

Tableau II-4 Estimation des besoins en eau administratif

Les besoins administratifs				
Désignation	Unité	Capacité	Dotation (l/j)	Q _{moy,j} (m ³ /j)
Siège APC	Fonctionnaire	20	15	0,3
Siège daïra	Fonctionnaire	20	15	0,3
Circonscription des forêts	agent	30	15	0,45
Tribunal	Fonctionnaire	25	15	0,375
Travaux publics	Fonctionnaire	12	15	0,18
SONELGAZ	Fonctionnaire	25	15	0,375
Protection civile	agent	30	50	1,5
Gendarmerie	agent	35	50	1,75
Bureau de poste	Fonctionnaire	10	15	0,15
PTT	Fonctionnaire	10	15	0,15
Impôts	Fonctionnaire	10	15	0,15
CNAS	Fonctionnaire	10	15	0,15
Bureau de poste	Fonctionnaire	10	15	0,15
ADE	Fonctionnaire	10	15	0,15
Police	agent	30	15	0,45
Total				6,58

Source : La révision du PDAU de la commune d'Ain Boucif

Le débit journalier moyen des besoins administratif est estimé à 6,58 m³/j

II.5.4 La consommation journalière moyenne sanitaire

Les résultats de calcul pour les différents besoins sanitaire sont indiqués dans le tableau ci-après :

Tableau II-5 Estimation des besoins en eau sanitaire

Les besoins sanitaires					
Désignation	Quantité	Unité	Capacité	Dotation (l/j)	Q _{moy,j} (m ³ /j)
Hôpital	1	lit	30	200	6
Centre de santé	2	patient	20	50	1
Total					7

Source : La révision du PDAU de la commune d'Ain Boucif

Le débit journalier moyen des besoins sanitaire est estimé à 8 m³/j

II.5.5 La consommation journalière moyenne socioculturelle

Les résultats de calcul pour les différents besoins socioculturel sont indiqués dans le tableau ci-après :

Tableau II-6 Estimation des besoins en eau socioculturel

Les besoins socioculturel					
Désignation	Quantité	Unité	Capacité	Dotation (l/j)	Q _{moy,j} (m ³ /j)
mosquée	4	fidèle	1500	10	15
maison de la culture	1	m2	300	5	1,5
complexe sportif	1	m2	500	5	2,5
la maison de jeune	1	m2	300	5	1,5
stade communale	1	m2	650	5	3,25
Total					23,75

Source : La révision du PDAU de la commune d'Ain Boucif

Le débit journalier moyen des besoins socioculturel est estimé à 23,75 m³/j

II.5.6 Récapitulation de la consommation journalière moyenne totale

Les résultats de l'évaluation des besoins moyens journaliers de notre agglomération mise en question sont indiqués dans le tableau ci-après :

Tableau II-7 Récapitulation du débit journalier moyen

Catégorie des besoins	Horizon 2050	
	Q _{moy,j} (m ³ /j)	Q _{moy,j} (l/s)
Les besoins domestiques	10 768,14	124,63
Les besoins d'équipements	91,53	1,06
Total	10 859,67	125,69

Le débit journalier moyen total est estimé à 10 859,67 m³/j soit 125,69 l/s

II.6 Etude de la variation de consommation

II.6.1 La variation journalière

En fonction des jours, des semaines et des mois, la consommation en eau potable n'est pas constante, et sa variation présente des maximums et des minimums. Elle est caractérisée par des coefficients d'irrégularité maximum $K_{\max,j}$ et minimum $K_{\min,j}$.

II.6.1.1 La consommation maximale journalière

C'est la consommation d'eau maximale du jour le plus chargé de l'année, il s'obtient par la relation suivante :

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

Avec :

$Q_{\text{moy},j}$: Consommation moyenne journalière (m^3/j).

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

Pour notre cas on opte pour $K_{\max,j} = 1,25$

II.6.1.2 La consommation journalière minimale

C'est la consommation d'eau minimale du jour le moins chargé de l'année. Il s'obtient par la relation suivante :

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

Avec :

$Q_{\text{moy},j}$: Consommation moyenne journalière (m^3/j).

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

Pour notre cas on opte pour $K_{\min,j} = 0,85$

II.6.1.3 Récapitulation de la variation de consommation journalière

Les consommations moyennes, minimales et maximales journalières sont montrées dans le tableau suivant :

Tableau II-8 Récapitulatif des débits maximums et minimums journaliers.

Horizon	$Q_{\text{moy},j}$		$K_{\max,j}$	$Q_{\max,j}$		$K_{\min,j}$	$Q_{\min,j}$	
	m^3/j	l/s		m^3/j	l/s		m^3/j	l/s
2050	10 859,67	125,69	1,25	13 574,59	157,11	0,85	9 230,72	106,84

II.6.2 Etude de la variation horaire

II.6.2.1 La consommation horaire maximale

Elle est représentée par le coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{\max,h}$) qui représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée la plus chargée dans l'année. 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 :

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

Avec :

α_{\max} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de 1,2 à 1,5 et dépend du niveau de développement local.

Pour notre cas on prend $\alpha_{\max} = 1,4$.

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

Le tableau ci-après donne la variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau II-9 β_{\max} et β_{\min} en fonction du nombre d'habitants.

Habitant	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	50000	100000
β_{\max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,13	1,1
β_{\min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,63	0,7

Donc pour notre cas on prend $\beta_{\max} = 1,13$; d'où la valeur de $K_{\max,h}$ sera : $K_{\max,h} = 1,4 * 1,13$

$$K_{\max,h} = 1,58$$

II.6.2.2 La consommation horaire minimale

Elle est donnée par le coefficient d'irrégularité minimale horaire $K_{\min,h}$ qui permet de déterminer le débit minimum horaire envisageant une sous consommation :

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

Avec :

α_{\min} : Varie de 0,4 à 0,6. Pour notre cas on prend $\alpha_{\min} = 0,5$.

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

Le tableau II-9 ci-dessus donne la variation en fonction du nombre d'habitants.

Donc pour notre cas on prend $\beta_{\min} = 0,63$; d'où la valeur de $K_{\min,h}$ sera : $K_{\min,h} = 0,63 * 0,5$

$$K_{\min,h} = 0,315.$$

II.6.2.3 La consommation horaire moyenne

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy,h}} = Q_{\text{max,j}} / 24 \quad [\text{m}^3/\text{h}]$$

Avec :

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

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

II.6.2.4 Récapitulation de la variation horaire

Le tableau ci-après montre les résultats de l'application numérique des relations précédentes

Tableau II-10 Calcul des consommations horaires maximales et minimales.

$Q_{\text{moy,h}}$ (m^3/h)	$K_{\text{max,h}}$	$Q_{\text{max,h}}$ (m^3/h)	$K_{\text{min,h}}$	$Q_{\text{min,h}}$ (m^3/h)
565,61	1,58	893,66	0,315	178,17

II.7 Le régime de consommation

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. Pour calculer le débit correspondant à chaque heure nous utilisons le tableau qui montre le pourcentage horaire du débit maximum journalier et cela en fonction du nombre d'habitants donc:

$$Q_h = (P\% * Q_{\text{max,j}}) / 100 \quad [\text{m}^3/\text{h}]$$

Q_h = débit horaire nécessaire.

P% = pourcentage horaire.

Remarque:

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

Pour notre cas on choisit la répartition de la colonne où le nombre d'habitants est compris entre 50 001 et 100 000 habitants.

Les résultats sont représentés dans le Tableau ci-après :

Tableau II-11 Variations du débit horaire de la consommation en eau potable.

Heures	Agglomération		Cumulé	
	C _h (%)	Q _h (m ³ /h)	C _h (%)	Q _h (m ³ /h)
00-01	3	407,24	3	407,24
01-02	3,2	434,39	6,2	841,62
02-03	2,5	339,36	8,7	1180,99
03-04	2,6	352,94	11,3	1533,93
04-05	3,5	475,11	14,8	2009,04
05-06	4,1	556,56	18,9	2565,60
06-07	4,5	610,86	23,4	3176,45
07-08	4,9	665,15	28,3	3841,61
08-09	4,9	665,15	33,2	4506,76
09-10	5,6	760,18	38,8	5266,94
10-11	4,8	651,58	43,6	5918,52
11-12	4,7	638,01	48,3	6556,53
12-13	4,4	597,28	52,7	7153,81
13-14	4,1	556,56	56,8	7710,37
14-15	4,2	570,13	61	8280,50
15-16	4,4	597,28	65,4	8877,78
16-17	4,3	583,71	69,7	9461,49
17-18	4,1	556,56	73,8	10018,05
18-19	4,5	610,86	78,3	10628,90
19-20	4,5	610,86	82,8	11239,76
20-21	4,5	610,86	87,3	11850,62
21-22	4,8	651,58	92,1	12502,20
22-23	4,6	624,43	96,7	13126,63
23-00	3,3	447,96	100	13574,59

D'après le tableau ci-dessus nous avons:

- Un débit de pointe $Q_{\max,h}=760,18 \text{ m}^3/\text{h}$ entre 9h et 10h.
- Un débit minimum $Q_{\min,h}= 339,36 \text{ m}^3/\text{h}$ entre 02h et 03h du matin.

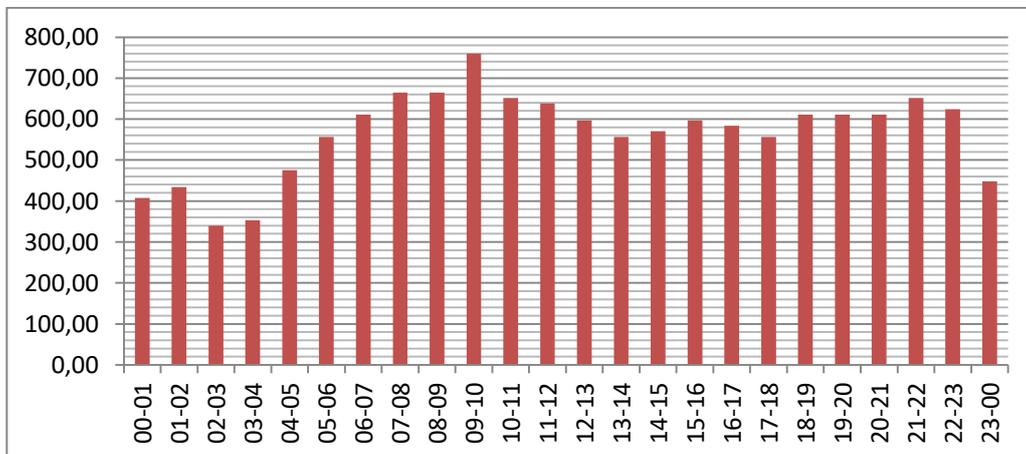


Figure II-1 Histogramme de consommation journalière

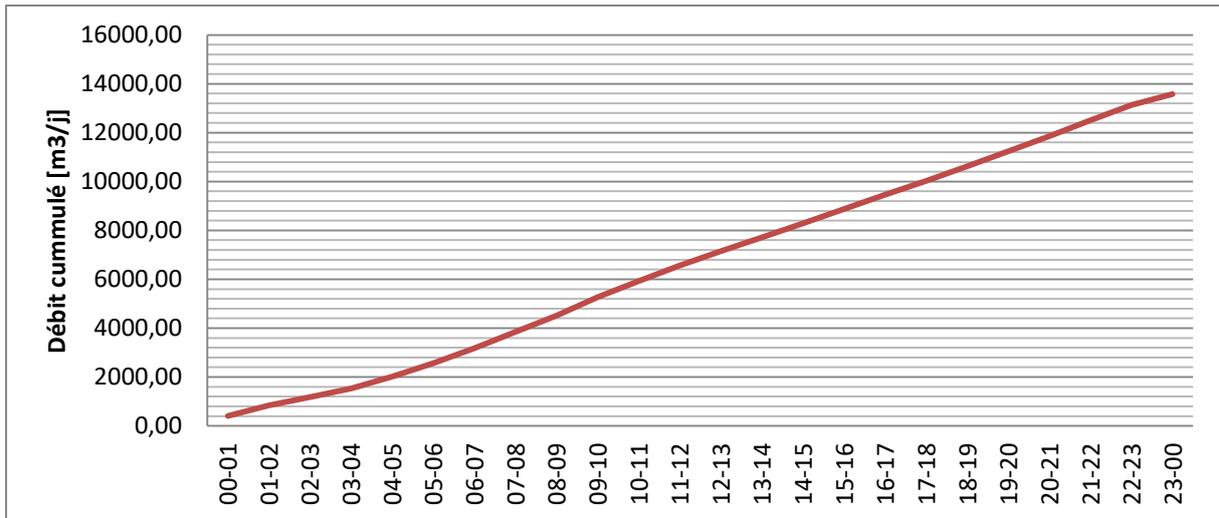


Figure II-2 La courbe intégrale de consommation.

II.8 Le bilan de l'eau

Le volume d'eau disponible est fixé par la performance des ressources et installations diverses existantes, a priori la consommation actuelle en eau est loin de valoir les besoins des consommateurs, cependant nous allons calculer le déficit en eau à combler avec la conduite d'adduction à projeter.

Tableau II-12 Le bilan d'eau

L'horizon	Q_{maxj} (m ³ /j)	Production en eau existante (m ³ /j)	Déficit (m ³ /j)
2050	13574,59	1387	12187,59

II.9 Conclusion

Ce chapitre nous a permis de connaître les différents besoins en eau potable qu'exigent les différents types de consommateurs formant l'agglomération. Nous avons ainsi déduit les différents débits variables dans le temps qui vont nous servir comme base de données pour le dimensionnement de notre système d'alimentation en eau potable appelé à garantir la consommation en eau potable de l'agglomération étudiée.

Après la comparaison entre le débit maximum journalier à l'horizon 2050 caractérisant la consommation aux débits disponibles on constate qu'il y a un déficit, et que les ressources existantes ne peuvent pas satisfaire la totalité de besoins en eau potable de la ville. Donc pour combler les besoins en eau estimés à l'horizon de projet (2050), il est nécessaire de transférer la quantité qui manque à partir de la conduite principale venant du champ de captage de BIRINE. Pour transférer cette quantité manquante d'eau, on doit dimensionner la conduite d'adduction et ses accessoires et la station de pompage, qui feront l'objet des prochains chapitres.

Etude de l'adduction

III. Etude de l'adduction

III.1 Introduction

L'objectif principal de ce chapitre est d'élaborer une étude technico-économique afin de déterminer les dimensions de notre conduite d'adduction censée combler le déficit en eau calculé précédemment. La quantité d'eau manquante va être transférée à partir d'un piquage sur la conduite principale du champ de captage de Birine (W. DJELFA).

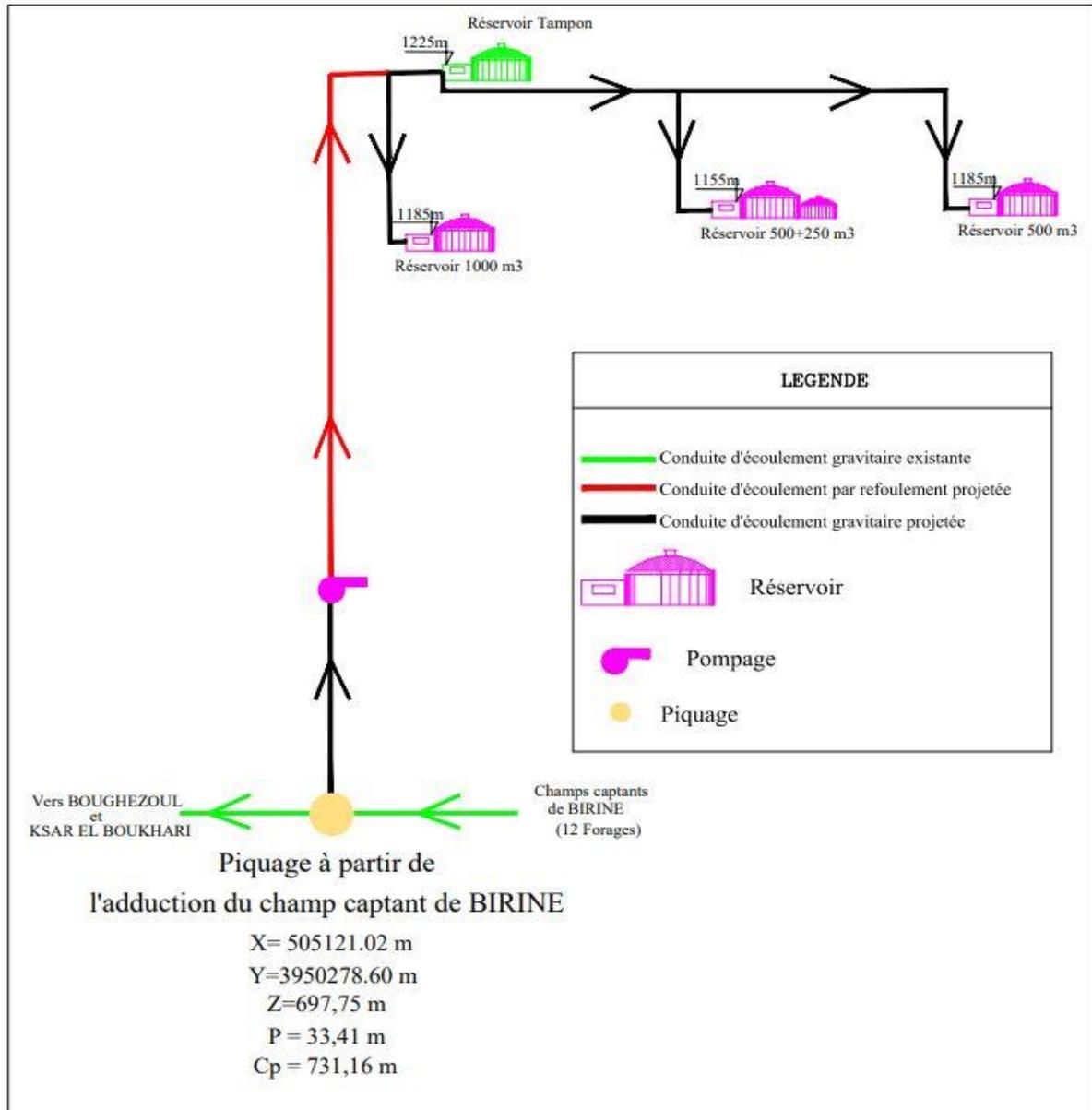


Figure III-1 Schéma synoptique du système projeté

III.2 Type d'adduction ⁽¹⁾

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

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

III.2.1 Adduction gravitaire

Dans une adduction gravitaire, le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte de l'agglomération et l'écoulement peut être à surface libre, c'est-à-dire sans pression, grâce à la pente (non trop utilisé en AEP), ou en charge, c'est-à-dire sous pression.

III.2.2 Adduction par refoulement

Dans une adduction par refoulement, le point à alimenter se trouve à une altitude supérieure à celle du captage donc l'écoulement est en charge par pompage.

III.2.3 Adduction mixte

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

Dans le cas de notre étude, l'adduction à projeter est une adduction mixte (gravitaire – refoulement)

III.3 Choix du tracé

Pour l'établissement du tracé de la conduite, il faut tenir compte de certains impératifs que l'on s'efforcera dans la mesure du possible de respecter à savoir :

- Le tracé doit être le plus court possible entre le captage et le réservoir d'accumulation pour des raisons économiques ;
- Eviter les contre pentes, qui peuvent donner lieu, aux points hauts, à des cantonnements d'air plus au moins difficiles à évacuer ;
- Rechercher un profil en long aussi régulier que possible, établi de préférence, avec une rampe toujours dans le même sens vers le réservoir d'accumulation ;
- Eviter les terrains trop accidentés ou rocheux si possible ;
- 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.

III.4 Choix de type de canalisation ⁽¹⁾

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

- **Sur le plan technique** : cette faisabilité dépend de plusieurs exigences telles que :
- Diamètre et pression de service.
 - Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance des charges mobiles.
 - Adaptation aux terrains de pose.
 - Bonne étanchéité.
 - Facilité d'entretien et de mise en service.

➤ **Sur le plan économique** : cette faisabilité dépend essentiellement :

- Du prix de la fourniture et du transport.
- De leur disponibilité sur le marché local (de préférence).

Parmi les types de tuyaux utilisés dans le domaine d'alimentation en eau potable, on distingue deux types en fonction des matériaux avec lesquels, ils sont fabriqués :

- Métalliques : fonte ductile, fonte grise, acier soudable, acier non soudable;
- En matière thermoplastiques : chlorure de polyvinyle (PVC), polyéthylène (PEHD, PEMD et PEBD).

- **Conduites en acier :**

a) **Les avantages:**

- ils n'ont pas besoin comme les tuyaux en fonte de posséder des pièces spéciales (joints présentant une certaine élasticité).
- ils sont soudables.
- ils présentent une bonne étanchéité.
- ils peuvent supporter des pressions élevées.
- ils sont disponibles sur le marché.
- ils sont plus légers que les tuyaux en fonte, d'où l'économie sur le transport, mais ils sont plus lourds que les tuyaux en matières plastiques.
- par leur élasticité, ils s'adaptent aux reliefs plus ou moins accidentés.
- La longueur courante de ces tuyaux varie entre 6 à 16 mètre suivant les diamètres.

b) **Les inconvénients:**

- la sensibilité à la corrosion qui exige une protection extérieure et intérieure.
- la faible durée de vie estimée à 20 ans.

- **Conduites en fonte ductile :**

a) **Les avantages:**

- Résistance aux pressions élevées ;
- La fonte permet de supporter des pressions de service atteignant 50 bars pour les tuyaux ne dépassent 600mm de diamètre, et 40 bars pour les tuyaux de diamètre supérieur.
- Les longueurs courantes de ces tuyaux sont 6m pour les petits et moyens diamètres (jusqu'à 800mm) et 7m à 8,25 à partir de 800mm de diamètre.
- Très rigide et solide.
- Bonne résistance aux forces intérieures.

b) **Les inconvénients:**

- la sensibilité à la surcharge et aux mouvements du sous-sol qui provoquent le déboîtement des conduites.
- la fragilité.
- le non disponibilité sur le marché.

- la nécessité de pièces spéciales car les conduites sont généralement assemblées par raccords à emboîtement et à brides.
 - Lourds et très chères.
 - Grande sensibilité à la corrosion.
- **Conduites en PEHD:** ⁽²⁾
- a) Les avantages:**
- le PEHD résiste pratiquement à tous les liquides corrosifs tels que les solutions salines, les acides, les bases,...etc. Les tubes PEHD ont un excellent comportement en véhiculant des eaux très agressives et très chargées.
 - l'élasticité et la flexibilité des tubes leur permettent d'absorber les affaissements de terrains éventuels dus à des mouvements du sous-sol, de supporter d'importantes surcharges inhérentes à la circulation routière, et de diminuer les effets provoqués par des ruptures accidentelles.
 - l'excellente finition des surfaces internes des tubes (PEHD) permet de les définir comme étant « Hydrauliquement lisses » ; une telle caractéristique réduit considérablement les pertes de charge des conduites (PEHD), par rapport aux conduites conçues avec d'autres matériaux.
 - Ils sont faciles à poser, avec la possibilité d'enroulement pour les petits diamètres.
 - Ces tubes sont facilement manipulés et transportés grâce à leur légèreté ; les tubes sont environ 4 fois plus légers que les tubes fabriqués avec des matériaux traditionnels.
 - Ils répondent parfaitement aux normes de potabilité.
 - Tous les appareils tels que les vannes, les ventouses et les pompes, se montent facilement sur les tubes en PEHD, grâce à des systèmes adéquats.
 - Durée de vie théorique de 50 ans.
 - Résiste à l'entartrage et à la corrosion.
- b) Les inconvénients:**
- Toutefois, malgré les avantages cités, les tuyaux en PEHD résistent peu aux hautes pressions (pression nominales maximale 30 bars).
 - Nécessite une grande technicité pour la jonction.

III.5 Etude des variantes

Pour la détermination de la variante la plus économique, il y aura lieu de tenir compte de certains impératifs que l'on s'efforcera, dans la mesure du possible, de respecter.

D'après le levé topographique un seul tracé peut être retenu, cependant nous proposons deux variantes sur lesquelles les stations de pompages sont implantées à différentes cotes. Après le calcul une seule variante sera retenue.

III.5.1 Variante 01 :

Dans cette variante le système d'adduction est constitué de deux stations de pompage ou la première bête d'aspiration est alimentée gravitairement à partir du point de piquage et ensuite la première station de pompage refoule vers la deuxième bête sur une longueur de 16710m enfin la deuxième station de pompage refoule vers le réservoir tampon sur une longueur de 8122m.

Ci-après le schéma explicatif de la première variante :

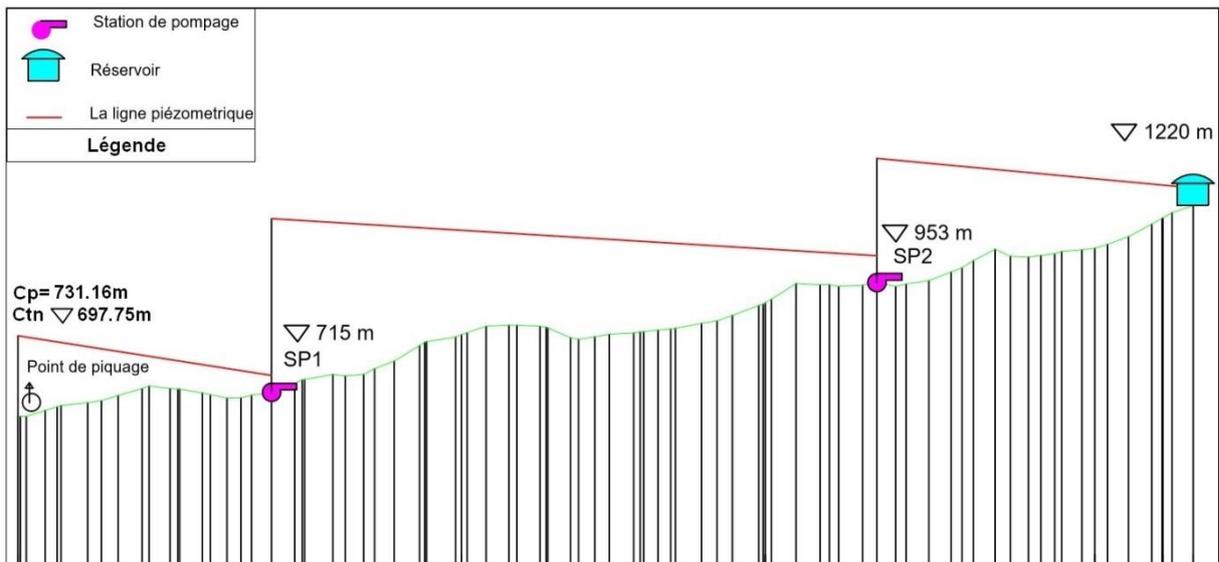


Figure III-2 Schéma vertical de la variante N01

III.5.2 Variante 02

Dans la deuxième variante, on a proposé de rajouter une autre station de pompage intermédiaire entre la SP1 et la SP2 afin de diviser la charge totale sur trois stations de pompage installées sur des côtes différentes comme le montre le schéma explicatif ci-après :

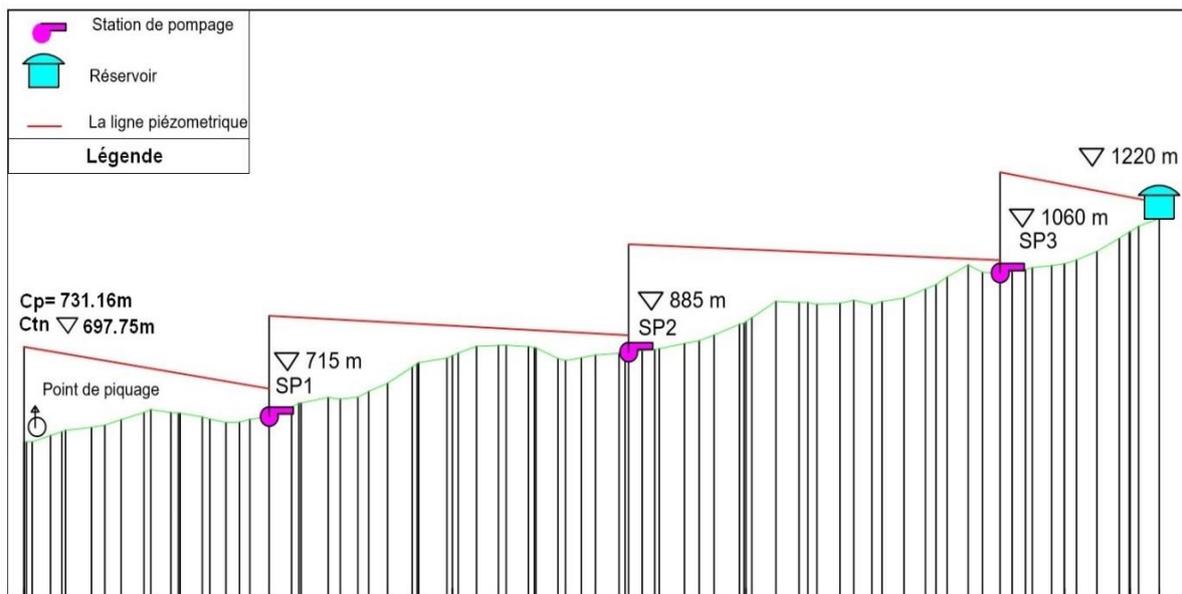


Figure III-3 Schéma vertical de la variante N02

III.5.3 Analyse des variantes

- La première variante prévoit deux stations de pompage pour élever l'eau à une hauteur totale de 505 m, la deuxième variante prévoit trois stations de pompage, le choix de la variante définitive reste après le calcul des frais d'exploitation et d'amortissement des deux variantes.
- Compte tenu des grandes dénivelées imposées par la topographie, on a choisi la fonte ductile comme matériau de notre conduite de refoulement pour la première variante et le PEHD pour la deuxième variante vu l'utilisation de trois stations de pompage.
- Par rapport au tracé la topographie ne permet pas de projeter plusieurs variantes, donc on a essayé de choisir le tracé qui présente la longueur de refoulement minimale.

Choix du matériau :

Des variantes sont possibles concernant la nature des canalisations. Les spécifications ci-après sont relatives aux deux variantes proposées :

Variante 01: Dans notre adduction on a choisi des conduites en fonte parce qu'il est un matériau noble apte à prendre en charge de grandes pressions, il n'est pas sensible à la corrosion et sa pose se fait sans grande contrainte.

L'usine de fabrication des tubes devra être dotée de systèmes de qualité conformes aux prescriptions internationales.

Variante 02 : Le PEHD est un matériau apte à prendre en charge de grandes pressions, il est incorrodable, sa pose par soudeur électrique se fait sans grande contrainte.

L'usine de fabrication des tubes devra être dotée de systèmes de qualité conformes aux prescriptions internationales.

Ci-après un tableau récapitulatif des deux variantes proposées :

Tableau III-1 Comparatif entre les deux variantes

Variante	Tronçon	Longueur (m)	Cote départ	Cote arrivée	Dénivelée (m)	Matériau
V1	SP1-SP2	16710	715	953	238	Fonte ductile
	SP2-RT	8122	953	1220	267	Fonte ductile
V2	SP1-SP2	12850	715	885	170	PEHD PN20
	SP2-SP3	8591	885	1060	175	PEHD PN20
	SP3-RT	3391	1060	1220	160	PEHD PN20



Figure III-4 Localisation des stations de pompage des deux variantes sur le tracé en plan.

Source : images satellitaire Google earth (10/07/2019)

III.6 Calcul de la partie refoulement ⁽³⁾

III.6.1 Méthode de calcul

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

$$D_{ec} = \sqrt{Q} \quad (\text{Relation de Bonin}) \dots\dots\dots(\text{III.1})$$

$$D_{ec} = 1,5 * \sqrt{Q} \quad (\text{Relation de Bresse})\dots\dots\dots (\text{III.2})$$

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

Q : débit véhiculé par la conduite (m³/s).

Remarque :

- La formule de Bresse n'est valable que pour les petits projets (longueur de conduite ≤ 1 Km).
- On a utilisé la formule de Bresse pour avoir une idée sur la fourchette de diamètre à choisir.

• **Hauteur manométrique totale :**

La hauteur manométrique totale sera calculée de la manière suivante :

$$H_{mt} = H_g + \sum \Delta h \dots\dots\dots (\text{III.3})$$

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

$\sum \Delta h$: Somme des pertes de charge linéaires et singulières (m).

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

$$\sum \Delta h = 1,10 * \Delta h_p^{lin} \dots\dots\dots (\text{III.4})$$

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

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

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 dont :

$$\lambda = (1,14 - 0,86Ln \frac{\epsilon}{D})^{-2} \quad (\text{Formule de Nikuradzé}) \dots\dots\dots (\text{III.6})$$

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

Remarque : Dans les calculs introduisant le coefficient λ , ce dernier est estimé par (III.6)

• **Puissance de pompage :**

$$P = \frac{\rho g * Hmt * Q}{\eta} \dots\dots\dots (III.8)$$

P : puissance absorbée par la pompe (KW).
 g : Accélération de la pesanteur (m/s²).
 Hmt : Hauteur manométrique totale (m).
 η : rendement de la station de pompage (65÷90)%

• **Energie consommée par le pompage :**

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

$$E = P * t * 365 \dots\dots\dots (III.9)$$

E : énergie consommée pendant une année (KWh).
 P : puissance de pompage (KW).
 t : temps de pompage par jour (h).

• **Frais d'exploitation :**

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

$$K = \delta * E \dots\dots\dots (III.10)$$

K : Dépenses annuelles d'énergie (DA).
 E : Energie consommée par année (KWh).
 δ : Prix du KWh.

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

Périodes	Horaires	Nombre d'heure	Prix du KWh d'énergie
		(H)	(DA)
Heures pleines	06h-17h	11	4,98
Heures de pointes	17h-21h	4	8,35
Heures creuses	21h-06h	9	0,68

Source prix du KWh : SONELGAZ

Vu la variation journalière des tarifs du KWh d'énergie, on recommande un régime de fonctionnement des forages de 20h/24 heures.

Le prix moyen du KWh pendant les 20 heures de pompage est estimé à δ = 5 DA.

• **Amortissement annuel :**

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

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \dots\dots\dots (III.11)$$

A : Frais d'amortissement (%).

i : Taux d'annuité ; i = 8 %.

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

A.N : $A = \frac{0,08}{(1+0,08)^{30} - 1} + 0,08 \Rightarrow A = 0,0887$

III.6.2 Calcul du diamètre économique

- Afin de déterminer la variante la plus appropriée on doit passer par une étude technico-économique pour les deux variantes.
- Le calcul du diamètre économique se base sur le débit de pompage suivant :

$$Qp = \frac{Q_{\max,j,\text{déficit}}}{Tf} = \frac{12187,59}{20} = 609,37 \text{ m}^3/h$$

III.6.2.1 Variante 01 :

• **SP1 – Bâche SP2 :**

• **Calcul des frais d'investissement :**

Le tableau suivant présente les dépenses d'investissement correspondant aux différents diamètres :

Tableau III-3 Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre SP1-SP2 (V1).

DN (mm)	A	Lr (m)	Pu (DA)	F_{invest} (DA)
200	0,088	16710	5973,16	8 783 412,32
250	0,088	16710	7610,97	11 191 779,17
300	0,088	16710	10256,64	15 082 183,99
350	0,088	16710	12754,52	18 755 266,57
400	0,088	16710	15037,81	22 112 798,85
450	0,088	16710	17654,01	25 959 868,62
500	0,088	16710	20264,86	29 799 071,33
600	0,088	16710	27177,89	39 964 543,69

Source des prix : Electrosteel Algérie SPA

• **Calcul des frais d'exploitation :**

Les frais d'exploitation sont calculés sur la base de l'énergie électrique consommée lors du pompage et ce pour la gamme de diamètres obtenue. Il est à noter que la hauteur manométrique totale se varie selon le diamètre.

Le tableau suivant présente les dépenses d'exploitation correspondant aux différents diamètres :

Tableau III-4 Variation des frais d'exploitation en fonction du diamètre SP1-SP2 (V1).

D (mm)	V (m/s)	λ	ΔH (m)	H (m)	E (kWh)	F _{exp} (DA)
PN50-DN200	5,391	0,02107	3721,34	3959,34	53327641,05	244 240 596,02
PN50-DN250	3,450	0,01995	1112,79	1350,79	18193506,11	83 326 257,96
PN50-DN300	2,396	0,01909	416,64	654,64	8817259,15	40 383 046,91
PN40-DN350	1,760	0,01841	182,80	420,80	5667697,56	25 958 054,82
PN40-DN400	1,348	0,01785	89,59	327,59	4412200,30	20 207 877,39
PN40-DN450	1,065	0,01738	48,29	286,29	3856048,75	17 660 703,27
PN40-DN500	0,863	0,01697	27,80	265,80	3580036,28	16 396 566,18
PN40-DN600	0,599	0,01630	10,57	248,57	3347953,46	15 333 626,83

• **Bilan des coûts (Exploitation - Investissement) :**

Après avoir calculé les frais d'investissement et ceux d'exploitation on va faire la somme de ces frais pour calculer le bilan total des coûts par laquelle on va déterminer le diamètre le plus économique pour le premier tronçon de la première variante :

Tableau III-5 Bilan des frais d'investissement et d'exploitation SP1-SP2 (V1).

D (mm)	V (m/s)	F _{exp} (DA)	F _{inves} (DA)	Coût total (DA)
PN50-DN200	5,391	244 240 596,02	8 783 412,32	253 024 008,34
PN50-DN250	3,450	83 326 257,96	11 191 779,17	94 518 037,13
PN50-DN300	2,396	40 383 046,91	15 082 183,99	55 465 230,90
PN40-DN350	1,760	25 958 054,82	18 755 266,57	44 713 321,39
PN40-DN400	1,348	20 207 877,39	22 112 798,85	42 320 676,24
PN40-DN450	1,065	17 660 703,27	25 959 868,62	43 620 571,90
PN40-DN500	0,863	16 396 566,18	29 799 071,33	46 195 637,52
PN40-DN600	0,599	15 333 626,83	39 964 543,69	55 298 170,52

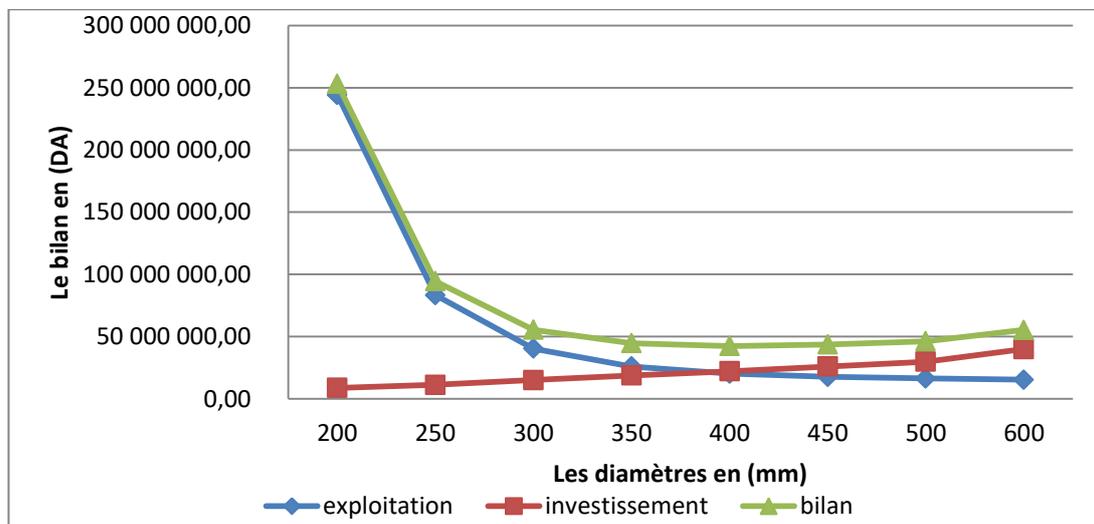


Figure III-5 La courbe d'optimisation SP1-SP2 (V1)

- **SP2 – Réservoir Tampon :**
 - **Calcul des frais d'investissement :**

Le tableau suivant présente les dépenses d'investissement correspondant aux différents diamètres :

Tableau III-6 Bilan des frais d'investissement et d'exploitation SP2-RT (V1).

D (mm)	A	Lr (m)	Pu (DA)	F_{invest} (DA)
PN50-DN200	0,088	8122	5973,16	4 269 232,49
PN50-DN250	0,088	8122	7610,97	5 439 834,25
PN50-DN300	0,088	8122	10256,64	7 330 789,85
PN40-DN350	0,088	8122	12754,52	9 116 114,61
PN40-DN400	0,088	8122	15037,81	10 748 064,17
PN40-DN450	0,088	8122	17654,01	12 617 956,49
PN40-DN500	0,088	8122	20264,86	14 484 024,98
PN40-DN600	0,088	8122	27177,89	19 425 016,39

Source des prix : Electrosteel Algérie SPA

- **Calcul des frais d'exploitation :**

Le tableau suivant présente les dépenses d'exploitation correspondant aux différents diamètres :

Tableau III-7 Variation des frais d'exploitation en fonction du diamètre SP2-RT (V1).

D (mm)	V (m/s)	λ	ΔH (m)	H (m)	E (kWh)	F_{exp} (DA)
PN50-DN200	5,391	0,02107	1808,78	2075,78	27958315,65	128 049 085,68
PN50-DN250	3,450	0,01995	540,88	807,88	10881149,64	49 835 665,35
PN50-DN300	2,396	0,01909	202,51	469,51	6323766,17	28 962 849,06
PN40-DN350	1,760	0,01841	88,85	355,85	4792902,06	21 951 491,44
PN40-DN400	1,348	0,01785	43,54	310,54	4182659,77	19 156 581,75
PN40-DN450	1,065	0,01738	23,47	290,47	3912338,83	17 918 511,84
PN40-DN500	0,863	0,01697	13,51	280,51	3778181,24	17 304 070,10
PN40-DN600	0,599	0,01630	5,14	272,14	3665375,93	16 787 421,78

- **Bilan des coûts (Exploitation - Investissement) :**

Après avoir calculé les frais d'investissement et ceux d'exploitation on va faire la somme de ces frais pour calculer le bilan total des coûts par laquelle on va déterminer le diamètre le plus économique pour le premier tronçon de la première variante :

Tableau III-8 Bilan des frais d'investissement et d'exploitation SP2-RT (V1).

D (mm)	V (m/s)	F_{exp} (DA)	F_{inves} (DA)	Coût total (DA)
PN40-250	3,450	49 835 665,35	5 439 834,25	55 275 499,60
PN40-300	2,396	28 962 849,06	7 330 789,85	36 293 638,91
PN40-350	1,760	21 951 491,44	9 116 114,61	31 067 606,05
PN40-400	1,348	19 156 581,75	10 748 064,17	29 904 645,91
PN40-450	1,065	17 918 511,84	12 617 956,49	30 536 468,33
PN40-500	0,863	17 304 070,10	14 484 024,98	31 788 095,07
PN40-600	0,599	16 787 421,78	19 425 016,39	36 212 438,17

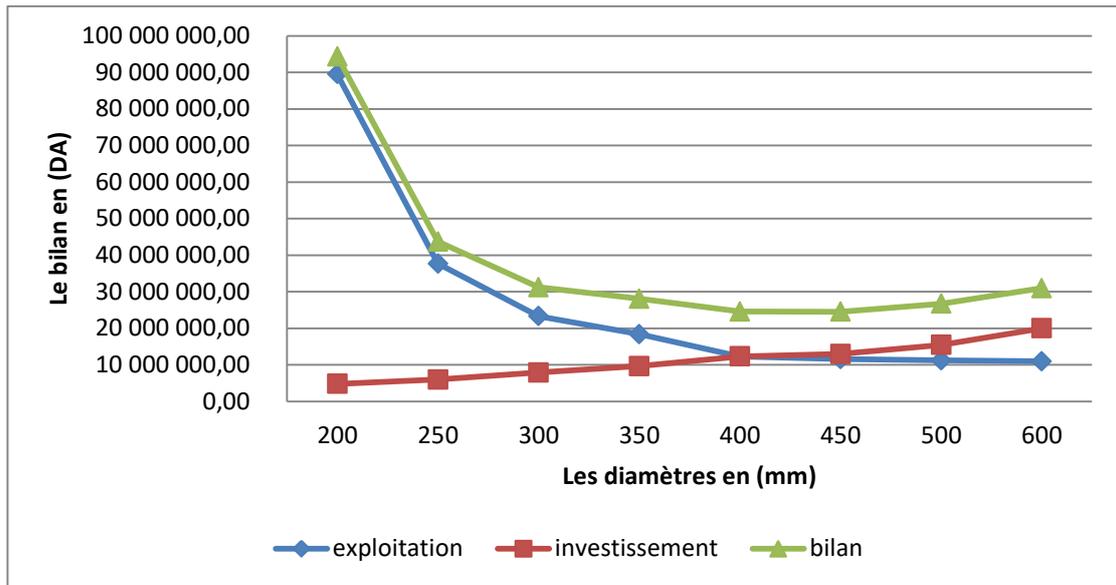


Figure III-6 La courbe d'optimisation SP2-RT (V1)

○ **Résultat de l'étude technico-économique de la 1^{ère} variante :**

Après avoir terminé l'étude technico-économique de la première variante, nous avons trouvé les résultats montrés dans le tableau ci-après :

Tableau III-9 Résultat de l'étude de la 1^{ère} variante.

Tronçon	DN (mm)	V (m/s)	Coût total (DA)
SP1-SP2	400	1 ,348	42 320 676,24
SP2-RT	400	1 ,348	29 904 645,91
Total			72 225 322,15

Le diamètre qui répond aux conditions technique et économique est le DN400 avec une vitesse d'écoulement de 1,348m/s, le matériau est la fonte ductile PN40.

III.6.2.2 Variante 02

• **SP1 – Bâche SP2 :**

• **Calcul des frais d'investissement :**

Le tableau suivant présente les dépenses d'investissement correspondant aux différents diamètres :

Tableau III-10 Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre SP1-SP2 (V2).

D (mm)	A	Lr (m)	Pu (DA)	F invest (DA)
PN20 -DN200	0,088	12850	3793,42	4 289 599,34
PN20 -DN250	0,088	12850	5900,88	6 672 715,10
PN20 -DN315	0,088	12850	9115,89	10 308 248,41
PN20 -DN400	0,088	12850	14529,62	16 430 094,30
PN20 -DN500	0,088	12850	22624,58	25 583 875,06
PN20 -DN630	0,088	12850	35945,05	40 646 662,54

Source des prix : Groupe CHIALI

• **Calcul des frais d'exploitation :**

Le tableau suivant présente les dépenses d'exploitation correspondant aux différents diamètres :

Tableau III-11 Variation des frais d'exploitation en fonction du diamètre SP1-SP2 (V2).

D (mm)	D int (mm)	V (m/s)	λ	ΔH (m)	H (m)	E (kWh)	F exp (DA)
PN20 -200	155,2	8,952	0,00820	2368,07	2538,07	34184803,36	156 566 399,38
PN20 -250	194,2	5,718	0,00793	746,60	916,60	12345504,95	56 542 412,69
PN20 -315	244,6	3,604	0,00765	227,33	397,33	5351542,67	24 510 065,43
PN20 -400	310,6	2,235	0,00738	66,44	236,44	3184614,56	14 585 534,66
PN20 -500	388,4	1,429	0,00715	21,04	191,04	2573068,86	11 784 655,40
PN20 -630	489,4	0,900	0,00691	6,41	176,41	2375990,68	10 882 037,30

• **Bilan des coûts (Exploitation - Investissement) :**

Après avoir calculé les frais d'investissement et ceux d'exploitation on va faire la somme de ces frais pour calculer le bilan total des coûts par laquelle on va déterminer le diamètre le plus économique pour le premier tronçon de la première variante :

Tableau III-12 Bilan des frais d'investissement et d'exploitation SP1-SP2 (V2).

D (mm)	V (m/s)	F exp (DA)	F inves (DA)	Coût total (DA)
PN20 -DN200	8,952	156 566 399,38	4 289 599,34	160 855 998,71
PN20 -DN250	5,718	56 542 412,69	6 672 715,10	63 215 127,79
PN20 -DN315	3,604	24 510 065,43	10 308 248,41	34 818 313,84
PN20 -DN400	2,235	14 585 534,66	16 430 094,30	31 015 628,96
PN20 -DN500	1,429	11 784 655,40	25 583 875,06	37 368 530,46
PN20 -DN630	0,900	10 882 037,30	40 646 662,54	51 528 699,84

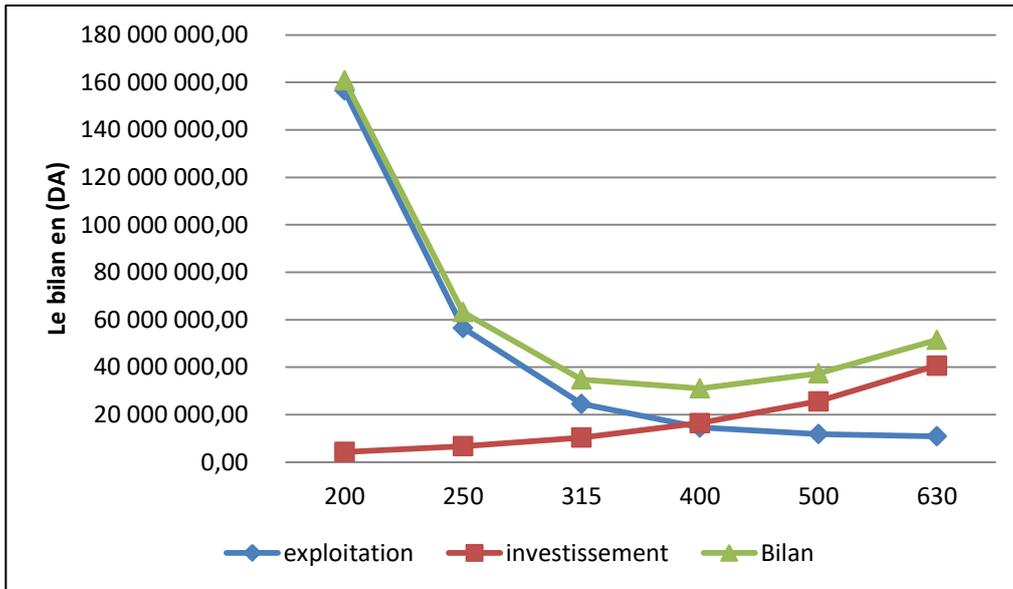


Figure III-7 La courbe d'optimisation SP1-SP2 (V2)

- **SP2 – Bâche SP3 :**

- **Calcul des frais d'investissement :**

Le tableau suivant présente les dépenses d'investissement correspondant aux différents diamètres :

Tableau III-13 Bilan des frais d'investissement et d'exploitation SP2-SP3 (V2).

D (mm)	A	Lr (m)	Pu (DA)	F invest (DA)
PN20 -DN200	0,088	8591	3793,42	2 867 855,87
PN20 -DN250	0,088	8591	5900,88	4 461 112,49
PN20 -DN315	0,088	8591	9115,89	6 891 685,77
PN20 -DN400	0,088	8591	14529,62	10 984 508,96
PN20 -DN500	0,088	8591	22624,58	17 104 363,48
PN20 -DN630	0,088	8591	35945,05	27 174 745,36

Source des prix : Groupe CHIALI

- **Calcul des frais d'exploitation :**

Le tableau suivant présente les dépenses d'exploitation correspondant aux différents diamètres :

Tableau III-14 Variation des frais d'exploitation en fonction du diamètre SP2-SP3 (V2).

D (mm)	D int (mm)	V (m/s)	λ	ΔH (m)	H (m)	E (kWh)	F exp (DA)
PN20 -200	155,2	8,952	0,00820	1583,20	1758,20	23680843,76	118 404 218,78
PN20 -250	194,2	5,718	0,00793	499,15	674,15	9079955,62	45 399 778,08
PN20 -315	244,6	3,604	0,00765	151,98	326,98	4404070,02	22 020 350,08
PN20 -400	310,6	2,235	0,00738	44,42	219,42	2955347,88	14 776 739,40
PN20 -500	388,4	1,429	0,00715	14,07	189,07	2546492,70	12 732 463,51
PN20 -630	489,4	0,900	0,00691	4,28	179,28	2414734,05	12 073 670,24

• **Bilan des coûts (Exploitation - Investissement) :**

Après avoir calculé les frais d'investissement et ceux d'exploitation on va faire la somme de ces frais pour calculer le bilan total des coûts par laquelle on va déterminer le diamètre le plus économique pour le premier tronçon de la première variante :

Tableau III-15 Bilan des frais d'investissement et d'exploitation SP2-SP3 (V2).

D (mm)	V (m/s)	F exp (DA)	F inves (DA)	Coût total (DA)
PN20 -DN200	8,952	118 404 218,78	2 867 855,87	121 272 074,65
PN20 -DN250	5,718	45 399 778,08	4 461 112,49	49 860 890,57
PN20 -DN315	3,604	22 020 350,08	6 891 685,77	28 912 035,84
PN20 -DN400	2,235	14 776 739,40	10 984 508,96	25 761 248,36
PN20 -DN500	1,429	12 732 463,51	17 104 363,48	29 836 826,99
PN20 -DN630	0,900	12 073 670,24	27 174 745,36	39 248 415,60

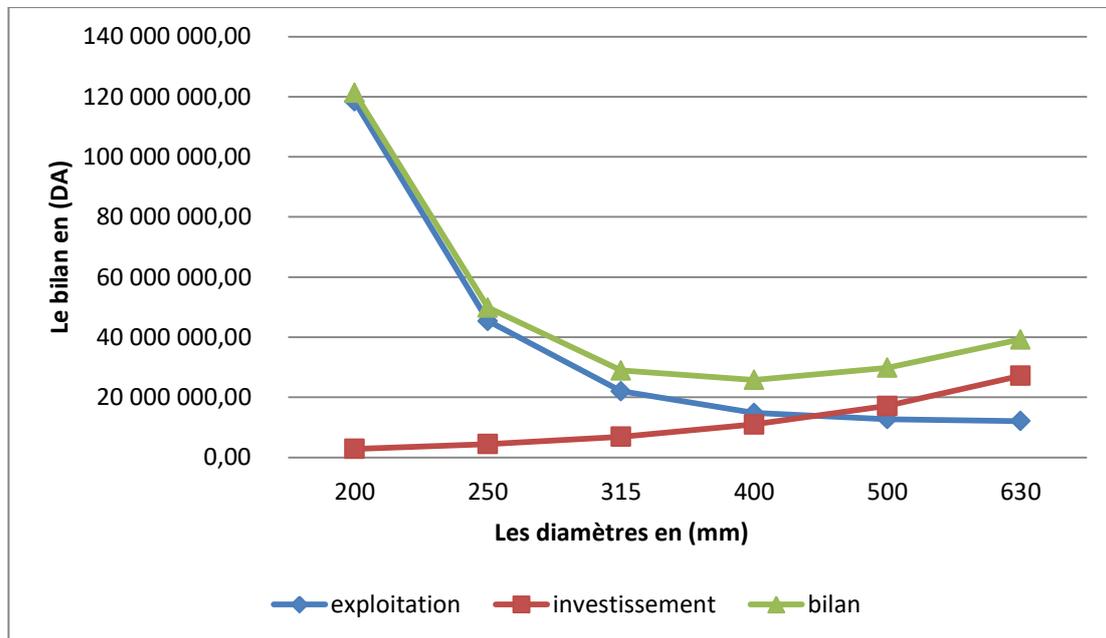


Figure III-8 La courbe d'optimisation SP2-SP3 (V2)

• **SP3 – Réservoir Tampon :**

• **Calcul des frais d'investissement :**

Le tableau suivant présente les dépenses d'investissement correspondant aux différents diamètres :

Tableau III-16 Bilan des frais d'investissement et d'exploitation SP3-RT (V2).

D (mm)	A	Lr (m)	Pu (DA)	F invest (DA)
PN20 -DN200	0,088	3391	3793,42	1 131 986,88
PN20 -DN250	0,088	3391	5900,88	1 760 869,80
PN20 -DN315	0,088	3391	9115,89	2 720 254,50
PN20 -DN400	0,088	3391	14529,62	4 335 754,84
PN20 -DN500	0,088	3391	22624,58	6 751 355,67
PN20 -DN630	0,088	3391	35945,05	10 726 290,48

Source des prix : Groupe CHIALI

• **Calcul des frais d'exploitation :**

Le tableau suivant présente les dépenses d'exploitation correspondant aux différents diamètres :

Tableau III-17 Variation des frais d'exploitation en fonction du diamètre SP3-RT (V2).

D (mm)	D int (mm)	V (m/s)	λ	ΔH (m)	H (m)	E (kWh)	F exp (DA)
PN20 -200	155,2	8,952	0,00820	624,91	784,91	10571842,99	52 859 214,95
PN20 -250	194,2	5,718	0,00793	197,02	357,02	4808647,59	24 043 237,95
PN20 -315	244,6	3,604	0,00765	59,99	219,99	2963003,53	14 815 017,67
PN20 -400	310,6	2,235	0,00738	17,53	177,53	2391170,60	11 955 852,99
PN20 -500	388,4	1,429	0,00715	5,55	165,55	2229789,16	11 148 945,82
PN20 -630	489,4	0,900	0,00691	1,69	161,69	2177781,99	10 888 909,97

• **Bilan des coûts (Exploitation - Investissement) :**

Après avoir calculé les frais d'investissement et ceux d'exploitation on va faire la somme de ces frais pour calculer le bilan total des coûts par laquelle on va déterminer le diamètre le plus économique pour le premier tronçon de la première variante :

Tableau III-18 Bilan des frais d'investissement et d'exploitation SP3-RT (V2).

D (mm)	V (m/s)	F exp (DA)	F inves (DA)	Coût total (DA)
PN20 -DN200	8,952	52 859 214,95	1 131 986,88	53 991 201,82
PN20 -DN250	5,718	24 043 237,95	1 760 869,80	25 804 107,75
PN20 -DN315	3,604	14 815 017,67	2 720 254,50	17 535 272,18
PN20 -DN400	2,235	11 955 852,99	4 335 754,84	16 291 607,84
PN20 -DN500	1,429	11 148 945,82	6 751 355,67	17 900 301,48
PN20 -DN630	0,900	10 888 909,97	10 726 290,48	21 615 200,45

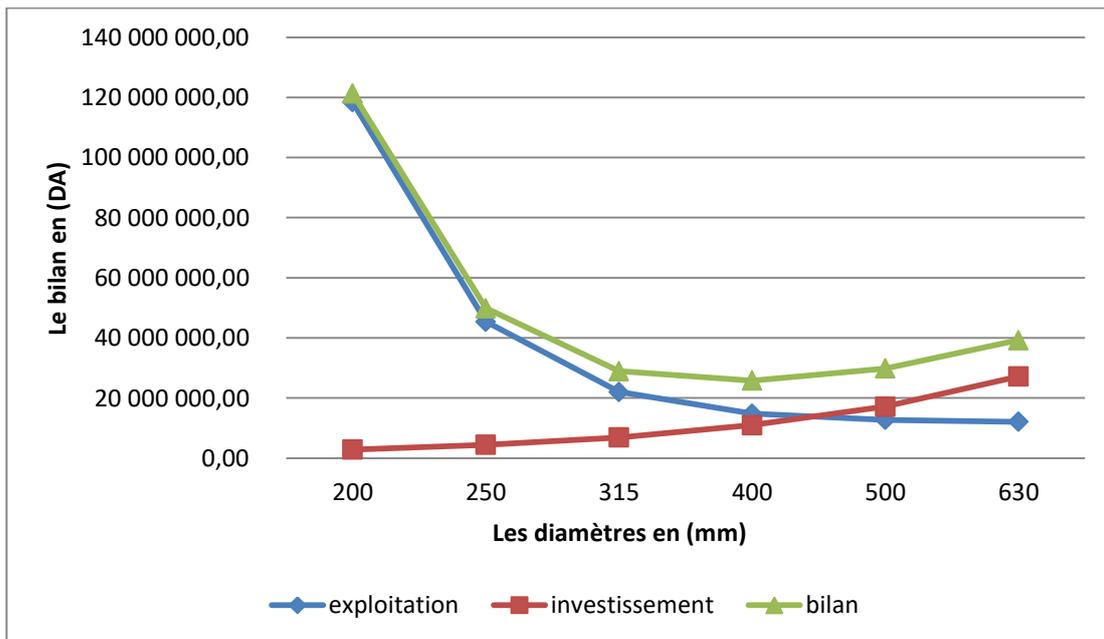


Figure III-9 La courbe d'optimisation SP3-RT (V2)

○ **Résultat de l'étude technico-économique de la 2^{ème} variante :**

Après avoir terminé l'étude technico-économique, nous avons trouvé les résultats montrés dans le tableau ci-après :

Tableau III-19 Résultat de l'étude de la 2^{ème} variante.

Tronçon	D _{ext} (mm)	D _{int} (mm)	V (m/s)	Coût total (DA)
SP1-SP2	500	388,4	1,429	37 368 530,46
SP2-P3	500	388,4	1,429	29 836 826,99
SP3-RT	500	388,4	1,429	17 900 301,48
Total				85 105 658,93

Remarque :

- Le diamètre le plus économique est D_{ext}=400 mm avec une vitesse de 2.235 m/s qui dépasse un peu la valeur de vitesse de refoulement admissible (0.6<V<1.6 m/s).
- Pour des raisons techniques on a opté pour le troisième diamètre le plus économique D_{ext}=500 mm avec une vitesse de 1.429 m/s.

III.6.3 Choix de la variante :

Pour choisir la variante la plus appropriée on va se baser sur le tableau comparatif ci-après :

Tableau III-20 Le bilan comparatif.

Variante	Tronçon	V (m/s)	F inv (DA)	F exp (DA)	Total (DA)	Bilan (DA)
V1	SP1-SP2	1,348	20 207 877,39	22 112 798,85	42 320 676,24	72 225 322,15
	SP2-RT	1,348	19 156 581,75	10 748 064,17	29 904 645,91	
V2	SP1-SP2	1,429	11 784 655,40	25 583 875,06	37 368 530,46	85 105 658,93
	SP2-SP3	1,429	12 732 463,51	17 104 363,48	29 836 826,99	
	SP3-RT	1,429	11 148 945,82	6 751 355,67	17 900 301,48	

D'après le bilan total des coûts, il est clair que la première variante est la plus économique.

III.7 Calcul de la partie gravitaire

III.7.1 Méthode de calcul

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

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m} \dots\dots\dots (III.12)$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m).

K' : Coefficient de perte de charge.

L_e : Longueur équivalente de la conduite (m). Tel que : $L_e = L_g + L_{e_s}$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m).

L_{e_s} : Longueur équivalente des pertes de charge singulière (m).

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à 10% des pertes de charge linéaires. $\Delta H_t = 1,10 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_e = 1,10 * L_g$

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

D_{av} : Diamètre avantageux calculé de la conduite (m).

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement.

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

Tableau III-21 Coefficients K', m, β pour différents types de tuyau.

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

Source : Alimentation en eau potable des agglomérations, Pr. B.SALAH

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_t}} \dots\dots\dots (III.13)$$

• **Point de piquage – Bâche SP1 :**

Pour la détermination du diamètre avantageux de la conduite gravitaire sachant que la côte piézométriques au point de piquage est de 731,16m, on procède par un tâtonnement, tel que :

- On détermine la longueur géométrique de la conduite et la charge disponible entre le point de piquage et la première station de reprise projetée.
- On donne une côte piézométrique à la première station de reprise projetée.
- On détermine le diamètre avantageux moyennant la formule III.5
- On choisit la côte de la SP qui nous donne un diamètre normalisé.

On opte pour une conduite en Fonte et on prend : $K' = 0,001735$; $\beta = 2$; $m = 5,1$

Pour ce faire, on va se baser sur les paramètres suivants :

- La cote au point de piquage : $C_p = 731,16m$; $C_{tn} = 697,75m$; $P \approx 33,41m$.
- La cote que doit le trop-plein de la bâche de la SP1 avoir : 717,54m.
- La longueur géométrique : 2307m ; longueur équivalente de 2537,7m.
- Le débit $Q = 169,27$ l/s ; La charge disponible $H_d = 13,62m$.

$$D_{av,int} = \sqrt[5,1]{\frac{0,001735 \times 2537,7 \times 0,16927^2}{5,97}} = 0,39931 \text{ m}$$

D'où, on opte pour une conduite en Fonte PN16 DN400.

• **Réservoir tampon – Les réservoirs en têtes :**

La figure ci-après montre le tracé en plan des conduites d'adduction entre le réservoir tampon et les autres réservoirs de tête desservant les trois zones de la ville d'Ain Boucif :

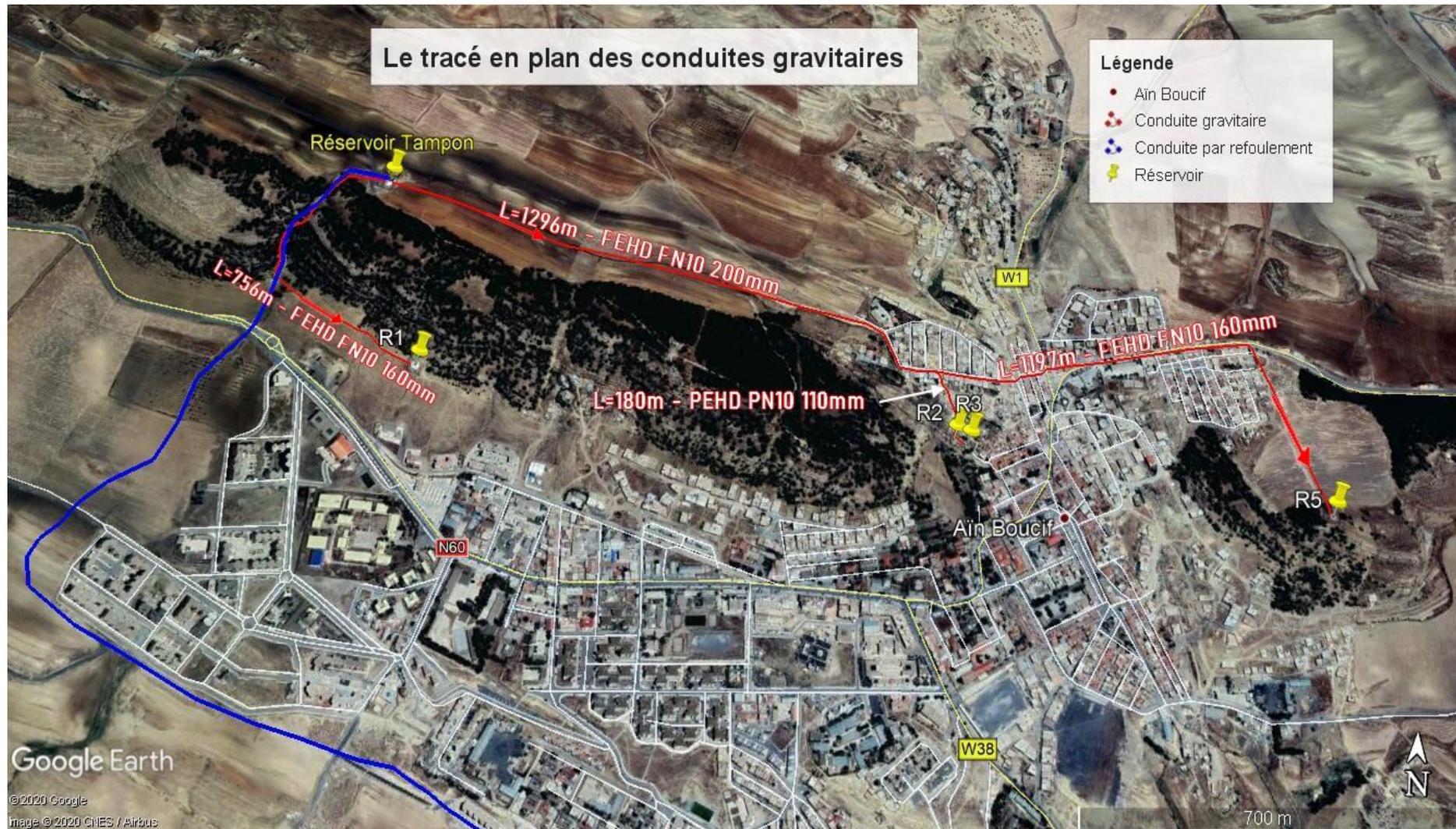


Figure III-10 Le tracé en plan des conduites gravitaires

Source : images satellitaire Google earth (10/07/2019)

• **Le calcul des diamètres :**

De la même méthode on procède au calcul des autres tronçons, l'application numérique de cette dernière est montrée dans le tableau ci-après :

Tableau III-22 Dimensionnement des conduites gravitaires.

Point d'arrivée	Cp départ	Cp arrivée	Hd (m)	Lg (m)	Le (m)	Q (m ³ /s)	D _{int,cal} (mm)	Choix
RT-R1	1225	1185	40	756	831,6	0,056424	134,5347	PN10-DN160
RT-PP	1225	1190	35	1296	1425,6	0,084636	183,5871	PN10-DN200
PP-R2,3	1190	1155	35	164	180,4	0,049371	94,97392	PN10-DN110
PP-R5	1190	1170	20	1089	1197,9	0,035265	143,0281	PN10-DN160

N.B : RT : Réservoir tampon ; PP : Point de piquage ;

Remarque : dans le dimensionnement du tronçon RT-PP, on a imposé une pression au sol de 18m et sachant que la cote de terrain en ce point est de 1172m on aura la cote piézométrique.

III.8 Conclusion

A la fin de ce chapitre nous avons pu déterminer les dimensions de notre système d'adduction qui est constitué de :

- Une adduction gravitaire à partir du point de piquage jusqu'à la bache de la première station sur une longueur de 2307m et un diamètre de 400mm en FONTE PN16.
- Une adduction par refoulement de la première station de pompage jusqu'à la bache de la deuxième station de reprise sur une longueur de 16710m et un diamètre de 400mm en fonte ductile PN40.
- Une adduction par refoulement de la deuxième station de pompage jusqu'au réservoir tampon sur une longueur de 8122m et un diamètre de 400mm en fonte ductile PN40.
- Une adduction gravitaire à partir du réservoir tampon jusqu'au R1 sur une longueur de 756m et un diamètre de 160mm en PEHD PN10.
- Une adduction gravitaire à partir du réservoir tampon avec une longueur de 1296m et un diamètre de 200mm en PEHD PN10 desservant le réservoir R5 sur piquage sur une longueur de 1089m et un diamètre de 160mm en PEHD PN10 et desservant aussi les réservoir R2,3 sur piquage sur une longueur de 164m et un diamètre de 110 en PEHD PN10.

Etude du pompage

IV. Etude du pompage

IV.1 Introduction

La topographie de notre région d'étude et la position de la source d'alimentation nous a conduits à étudier deux variantes différentes dans le chapitre précédant, la variante retenue nécessite la construction de deux stations de pompage qui vont permettre de fournir une charge pour faire face à l'aspect accidentel du terrain

Ce chapitre a pour but, de déterminer le type de pompe adapté à l'usage de notre projet et qui va nous permettre d'assurer la charge et le débit demandés, tout en tenant compte des conditions de bon fonctionnement hydraulique des équipements nécessaires.

IV.2 Choix du type de pompe

Les critères de choix du type de pompe sont :

- Assurer le débit appelé Q_{app} et la hauteur HMT requise.
- Meilleur rendement.
- Vérifier la condition de non cavitation.
- Encombrement et poids les plus faibles.
- Vitesse de rotation la plus élevée.
- Puissance absorbée minimale.
- Doit répondre à la construction du Bâtiment la plus économique.

IV.3 Couplage des pompes

On distingue deux types de couplage des pompes :

- Le couplage en série : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation de la hauteur d'élévation des pompes.
- Le couplage en parallèle : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation du débit refoulé par les pompes.

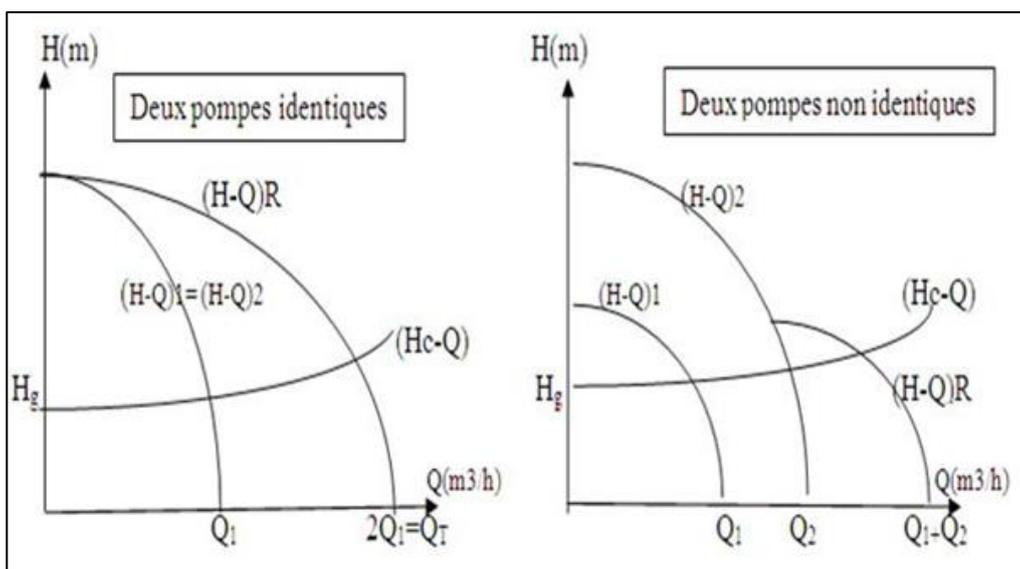


Figure IV-1 Couplage de deux pompes en parallèle.

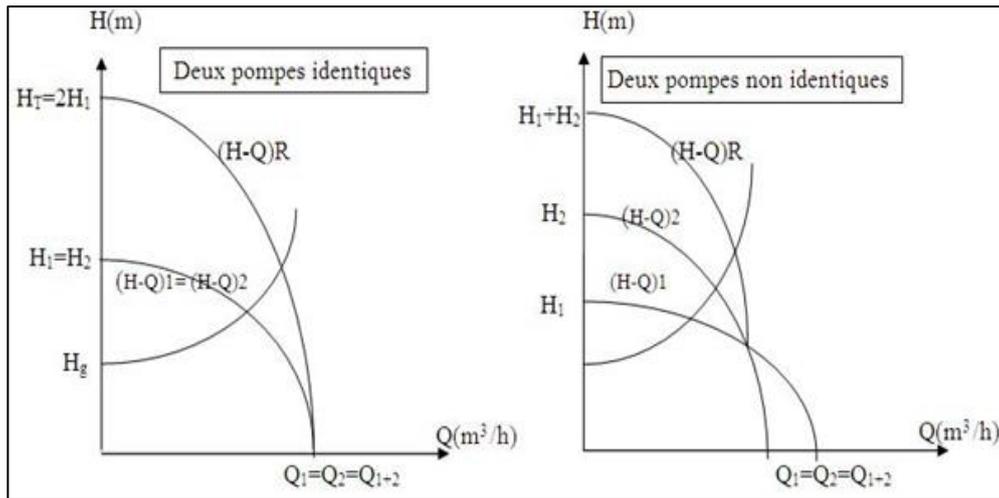


Figure IV-2 Couplage de deux pompes en série

IV.4 Caractéristiques hydrauliques d'une pompe centrifuge

➤ **La vitesse de rotation (N) :**

C'est le nombre de tours qu'effectue la pompe par unité de temps, noté N; l'unité de mesure utilisée est le tour par minute (tr/mn).

➤ **Le débit de pompage (Q) :**

C'est le volume qu'une pompe peut ou doit fournir par unité de temps.

➤ **La hauteur manométrique totale :**

La HMT est la pression totale que doit fournir une pompe. Elle est exprimée en mètres ou mètres de colonne d'eau, en bars ou en kg/cm². La hauteur manométrique totale est calculée suivant l'équation suivante : $H_{mt} = H_g + \Delta H_a + \Delta H_r$

➤ **La puissance utile et absorbée :**

- Puissance absorbée par la pompe : C'est la puissance disponible au niveau de l'ordre d'entraînement de la roue de la pompe notée par (P_{abs}), unité de mesure (Kw).
- Puissance hydraulique ou utile (P_u) : C'est la puissance transmise au fluide de la part de la pompe. $P_u = \rho \cdot Q \cdot H$; $P_{abs} = P_u / \eta$

➤ **Le rendement de la pompe :**

C'est le rapport de la puissance utile (P_u) à la puissance absorbée de la pompe (P_a)

$$\eta = \frac{P_u}{P_{abs}} = \frac{\rho \times H \times Q}{P_{abs}}$$

Avec :

- η : Le rendement de la pompe.
- P_a : Puissance absorbée par la pompe en (Kw).
- Q : débit relevé en (m³/s).
- H : hauteur d'élévation en (m).

IV.5 Les courbes caractéristiques

IV.5.1 Courbes caractéristiques des pompes centrifuges

Pour une vitesse de rotation donnée, les courbes qui caractérisent les pompes centrifuges et qui expriment leurs performances, sont les suivantes :

- La courbe débit-hauteur [$H = f(Q)$] :** elle présente les variations des différentes hauteurs en fonction du débit.
- La courbe puissance-débit [$P = f(Q)$] :** elle présente les variations des puissances en fonction du débit.
- La courbe rendement-débit [$\eta = f(Q)$] :** elle exprime les variations des rendements en fonction du débit.

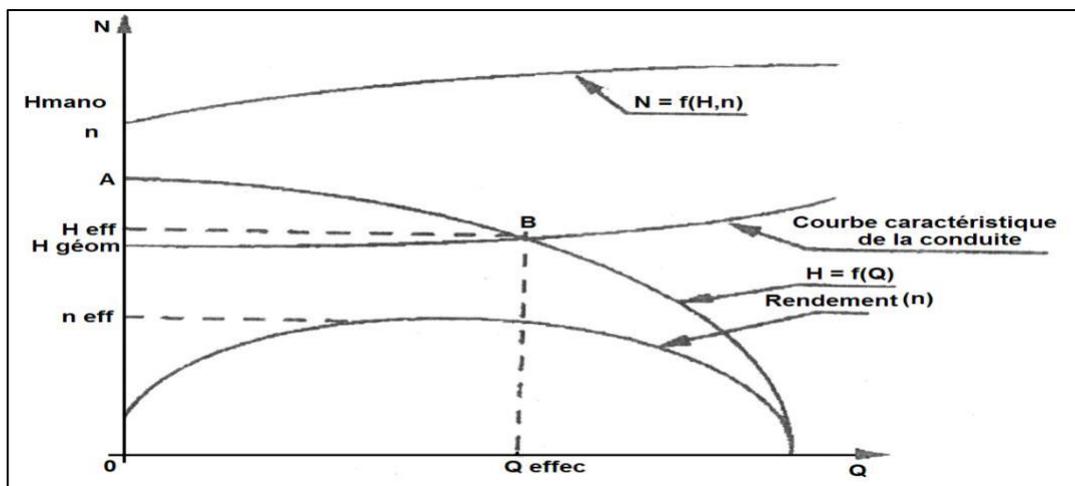


Figure IV-3 Les courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.

IV.5.2 Courbe caractéristique de la conduite

Le réseau hydraulique sur lequel une pompe débite est lui aussi caractérisé par une courbe hauteur-débit.

La courbe caractéristique de la conduite est déterminée par la formule suivante :

$$H_C = H_g + RQ^2$$

Avec:

- H_g : hauteur géométrique en (m).
- RQ^2 : valeur de la perte de charge au point considéré en (m).
- Q : Débit (m^3/s).
- R : coefficient qui caractérise la résistance de la conduite (m)

$$R = \frac{8 * \lambda * L}{\pi^2 * g * D^5}$$

IV.6 Point de fonctionnement

IV.6.1 Recherche du point de fonctionnement

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

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

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

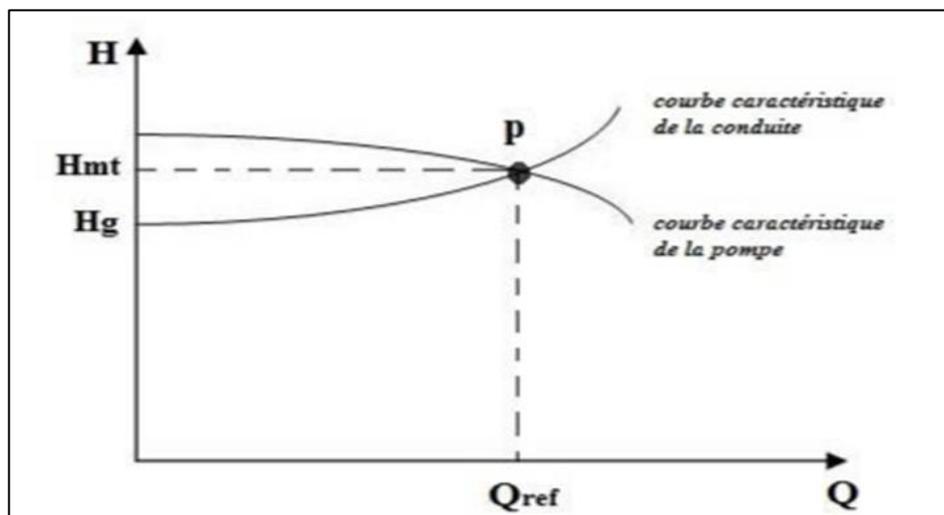


Figure IV-4 point de fonctionnement d'une pompe.

IV.6.2 Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données

Selon le débit demandé ou appelé, soit plus petit ou plus grand que celui qui est disponible, on distingue les modes de réglage suivants :

a) Débit disponible > Débit appelé

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

- **Réglage qualitatif** : c'est la réduction de la vitesse de rotation de la pompe si elle est variable c'est à dire qu'on a 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 :

$$\eta_{inst_{ap,van}} = \eta_{inst_{av,van}} * \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v}$$

- $\eta_{inst_{ap,van}}$: Rendement de l'installation après le vannage (%) ;

- $\eta_{inst\ av, van}$: Rendement de l'installation avant le vannage (%);
- H_{app} : hauteur manométrique appelée (m);
- h_v : différence entre la hauteur H'_c et la hauteur appelée ($h_v = H'_c - H_{app}$);
- H'_c : hauteur correspondante à la projection du débit appelé sur la courbe caractéristique de la pompe (H-Q)_R.

• **Rognage** : C'est la diminution du diamètre extérieur de la roue de la pompe de telle façon à refouler le débit appelé.

On utilisant les lois de similitude, on obtient l'équation de la droite de rognage :

$$H = \frac{H_{app}}{Q_{app}} * Q$$

Q_{app} : débit demandé ou débit appelé ;

H_{app} : hauteur manométrique totale appelé (m).

Après le rognage, le diamètre extérieur de la roue répond à l'équation suivante :

$$d = \phi * \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q}}$$

Q : débit correspondant au point d'intersection entre la courbe de la pompe et la droite de rognage.

ϕ : diamètre extérieur de la roue avant le rognage;

d : diamètre extérieur de la roue après le rognage (mm).

***Rendement de rognage**

$$R = (1-m)*100$$

R : rendement de rognage (%);

m : coefficient de rognage ;

$$m = \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q}}$$

Remarque : Si le rendement de rognage est inférieur à 15% alors le rognage est efficace.

• **Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement** : en augmentant les singularités (des diffuseurs ou bien des rétrécissements brusques, les coudes..).

• **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 :

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} * t$$

t : temps prévu de fonctionnement de la station de pompage par jour.

t' : nouveau temps de fonctionnement de la station de pompage par jour.

Q_{pf} : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe.

• **Changement du type de la pompe** : si cela est possible.

b) Débit disponible < 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.**

IV.7 Calcul des paramètres de la station de pompage SP1&SP2

IV.7.1 Refoulement SP1-SP2

D'après les données recueillies et le choix du diamètre économique dans le chapitre précédent, le débit appelé est de 0,16972 m³/s c'est-à-dire la pompe choisie doit refouler un débit total journalier de 12187,59 m³ pendant 20 heures et la hauteur manométrique totale nécessaire est de 327,59m.

Tableau IV-1 Récapitulatif SP1

Tronçon	Cote départ (m)	Cote arrivée (m)	Hg (m)	Longueur (m)	Q (m ³ /s)	ΔHtot (m)	HMT (m)
Bâche SP1- Bâche SP2	718	956	238	16710	0,16927	89,59	327,59

➤ Choix du nombre de pompe

Le nombre de pompes est défini par la quantité d'eau à pomper et sa variation réelle en temps et en quantité. La capacité totale d'une station de pompage doit être établie de manière à garantir le débit d'eau maximum même si plusieurs pompes sont en panne. ⁽⁸⁾

Tableau IV-2 Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre (SP1).

N	Réserve	Total	(%) du débit pompé	Q _{app} (l/s)	H _{mt} _{app} (m)	Q _p (l/s)	P _{abs, calculée} (kW)
1	1	2	100	169.27	327,59	169.27	725.301
2	1	3	50	169.27	327,59	84,64	362,651
3	1	4	33	169.27	327,59	56,42	241,767
4	2	6	25	169.27	327,59	42,32	181,325
5	2	7	20	169.27	327,59	33,85	145,060

Remarque : le rendement des pompes est estimé à 75% (compris dans la fourchette de bon fonctionnement).

A partir du tableau (IV.2) on déduit que la variante avec trois pompes est la plus adéquate du point de vue de la combinaison nombre, puissance et débit pompé par chaque pompe minimale.

➤ Détermination de la puissance du moteur de la pompe :

$$P_m = \frac{P_p}{\eta_m} = \frac{241,76 \times 10^3}{0,8} = 302 \text{ kW}$$

Avec :

- P_p étant la puissance de la pompe.
- η_m étant le rendement du moteur.
- P_m étant la puissance du moteur d'entraînement de la pompe.

➤ **Calcul du courant nominal :**

L'électropompe est entraînée par un moteur asynchrone de puissance $P_m = 302 \text{ kW}$ sous une tension nominale de 400V 50Hz

$$I_n = \frac{P_m}{U_n \sqrt{3} \cos \varphi} = \frac{302 \cdot 10^3}{400 \cdot \sqrt{3} \cdot 0,85} = 515 \text{ A}$$

- U_n : tension nominale du réseau triphasé 400V à 50Hz
- $\cos \varphi$: déphasage entre la tension et le courant

➤ **Les caractéristiques du moteur**

- Fréquence 50 Hz
- Tension nominale 400 V
- Vitesse nominale 2900 tr/min
- Nombre de pôles 2
- Puissance nominale P2 302 kW
- Courant nominal 515 A
- Type de moteur 3~
- Classe d'isolation F
- Degré de protection IP 55

➤ **La courbe caractéristique de la conduite :**

Ci-après l'application numérique pour la détermination de la courbe caractéristique de la première conduite de refoulement (SP1-SP2)

Tableau IV-3 Courbe caractéristique de la conduite de refoulement SP1-Bâche SP2

Q (l/s)	Hg (m)	L _{ref} (m)	D _{int} (mm)	λ	ΔH_{lin} (m)	ΔH_{tot} (m)	Hc (m)
0	238	16710	383,8	0,019	0,00	0,00	238,00
20	238	16710	383,8	0,019	1,21	1,33	239,33
40	238	16710	383,8	0,019	4,84	5,32	243,32
60	238	16710	383,8	0,019	10,88	11,97	249,97
80	238	16710	383,8	0,019	19,34	21,28	259,28
100	238	16710	383,8	0,019	30,23	33,25	271,25
120	238	16710	383,8	0,019	43,52	47,88	285,88
140	238	16710	383,8	0,019	59,24	65,17	303,17
160	238	16710	383,8	0,019	77,38	85,11	323,11
180	238	16710	383,8	0,019	97,93	107,72	345,72
200	238	16710	383,8	0,019	120,90	132,99	370,99
220	238	16710	383,8	0,019	146,29	160,92	398,92
240	238	16710	383,8	0,019	174,10	191,51	429,51

La courbe caractéristique de la première conduite de refoulement est représentée sur la figure suivante :

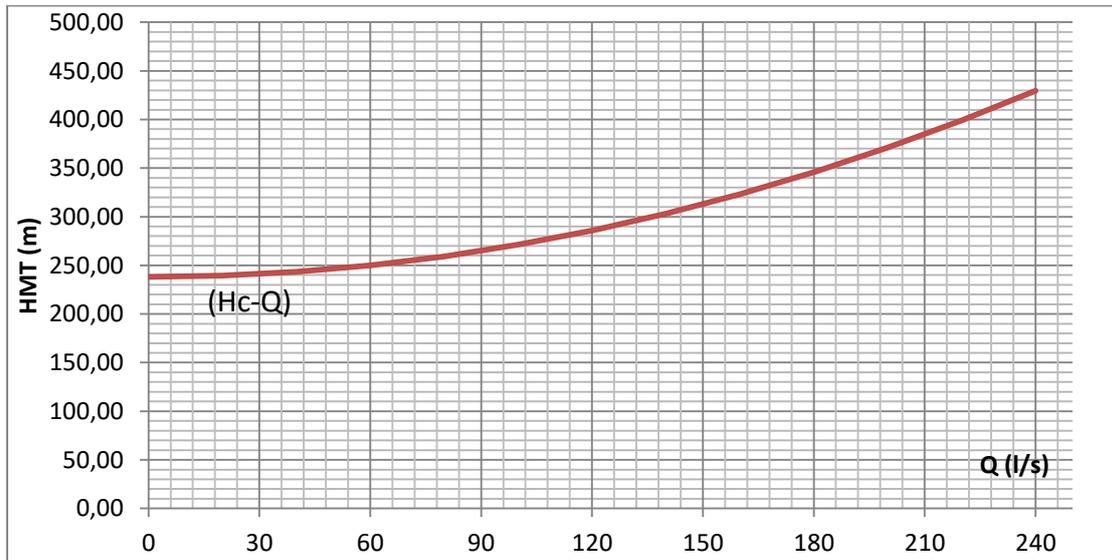


Figure IV-5 La courbe caractéristique de la conduite SP1-SP2.

Conclusion

La station de pompage SP1 sera conçue comme suit :

- Nb de pompes : 3P+1R
- Type : Pompe centrifuge multicellulaires à axe horizontal.
- Le débit total de refoulement est de $Q_t = 169,27$ l/s.
- Le débit unitaire de refoulement est de $Q_u = 56,42$ l/s.
- La hauteur manométrique total est de $HMT = 328$ m.

Remarque : après l’installation des pompes, la recherche du point de fonctionnement est primordiale (l’intersection entre la courbe caractéristique de la pompe et celle de la conduite représentée par [Fig IV.5]) afin de garantir un bon fonctionnement des pompes et pour vérifier ensuite si une adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement par l’un des modes de réglage cités précédemment est envisageable.

IV.7.2 Refoulement SP2-Réservoir tampon

D’après les données recueillies et le choix du diamètre économique dans le chapitre précédent, le débit appelé est de $0,16972$ m³/s c’est-à-dire la pompe choisie doit refouler un débit total journalier de $12187,59$ m³ pendant 20 heures et la hauteur manométrique totale nécessaire est de $3107,54$ m.

Tableau IV-4 Récapitulatif de la SP2

Tronçon	Cote départ (m)	Cote arrivée (m)	Hg (m)	Longueur (m)	Q (m ³ /s)	ΔH_{tot} (m)	HMT (m)
SP2-Réservoir tampon	956	1224	268	8122	0,16927	42,54	310,54

➤ **Choix du nombre de pompe**

Le nombre de pompes est défini par la quantité d'eau à pomper et sa variation réelle en temps et en quantité. La capacité totale d'une station de pompage doit être établie de manière à garantir le débit d'eau maximum même si plusieurs pompes sont en panne. ⁽⁸⁾

Tableau IV-5 Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre (SP2).

N	Réserve	Total	(%) du débit pompé	Q _{app} (l/s)	H _{mt_{app}} (m)	Q _p (l/s)	P _{abs, calculée} (kW)
1	1	2	100	169.27	310,54	169.27	725.301
2	1	3	50	169.27	310,54	84,64	362,651
3	1	4	33	169.27	310,54	56,42	241,767
4	2	6	25	169.27	310,54	42,32	181,325
5	2	7	20	169.27	310,54	33,85	145,060

Remarque : le rendement des pompes est estimé à 75% (compris dans la fourchette de bon fonctionnement).

A partir du tableau (IV.5) on déduit que la variante avec trois pompes est la plus adéquate du point de vue de la combinaison nombre, puissance et débit pompé par chaque pompe minimale.

➤ **Détermination de la puissance du moteur de la pompe :**

$$P_m = \frac{P_p}{\eta_m} = \frac{229,18 \times 10^3}{0,8} = 287 \text{ kW}$$

Avec :

- P_p étant la puissance de la pompe.
- η_m étant le rendement du moteur.
- P_m étant la puissance du moteur d'entraînement de la pompe.

➤ **Calcul du courant nominal :**

L'électropompe est entraînée par un moteur asynchrone de puissance P_m = 302 kW sous une tension nominale de 400V 50Hz

$$I_n = \frac{P_m}{U_n \sqrt{3} \cos \varphi} = \frac{287 \cdot 10^3}{400 \cdot \sqrt{3} \cdot 0,85} = 488 \text{ A}$$

- U_n : tension nominale du réseau triphasé 400V à 50Hz
- Cosφ : déphasage entre la tension et le courant

➤ **Les caractéristiques du moteur**

- Fréquence 50 Hz
- Tension nominale 400 V
- Vitesse nominale 2900 tr/min
- Nombre de pôles 2
- Puissance nominale P2 302 kW
- Courant nominal 488 A
- Type de moteur 3~
- Classe d'isolation F
- Degré de protection IP 55

➤ **La courbe caractéristique de la conduite :**

Ci-après l'application numérique pour la détermination de la courbe caractéristique de la première conduite de refoulement (SP2-RT)

Tableau IV-6 Courbe caractéristique de la conduite de refoulement SP2-Réservoir tampon

3Q (l/s)	Hg (m)	L _{ref} (m)	D _{int} (mm)	λ	ΔH _{lin} (m)	ΔH _{tot} (m)	Hc (m)
0	267	8122	383,8	0,019	0,00	0,00	267,00
20	267	8122	383,8	0,019	0,59	0,65	267,65
40	267	8122	383,8	0,019	2,35	2,59	269,59
60	267	8122	383,8	0,019	5,29	5,82	272,82
80	267	8122	383,8	0,019	9,40	10,34	277,34
100	267	8122	383,8	0,019	14,69	16,16	283,16
120	267	8122	383,8	0,019	21,16	23,27	290,27
140	267	8122	383,8	0,019	28,79	31,67	298,67
160	267	8122	383,8	0,019	37,61	41,37	308,37
180	267	8122	383,8	0,019	47,60	52,36	319,36
200	267	8122	383,8	0,019	58,76	64,64	331,64
220	267	8122	383,8	0,019	71,11	78,22	345,22
240	267	8122	383,8	0,019	84,62	93,08	360,08

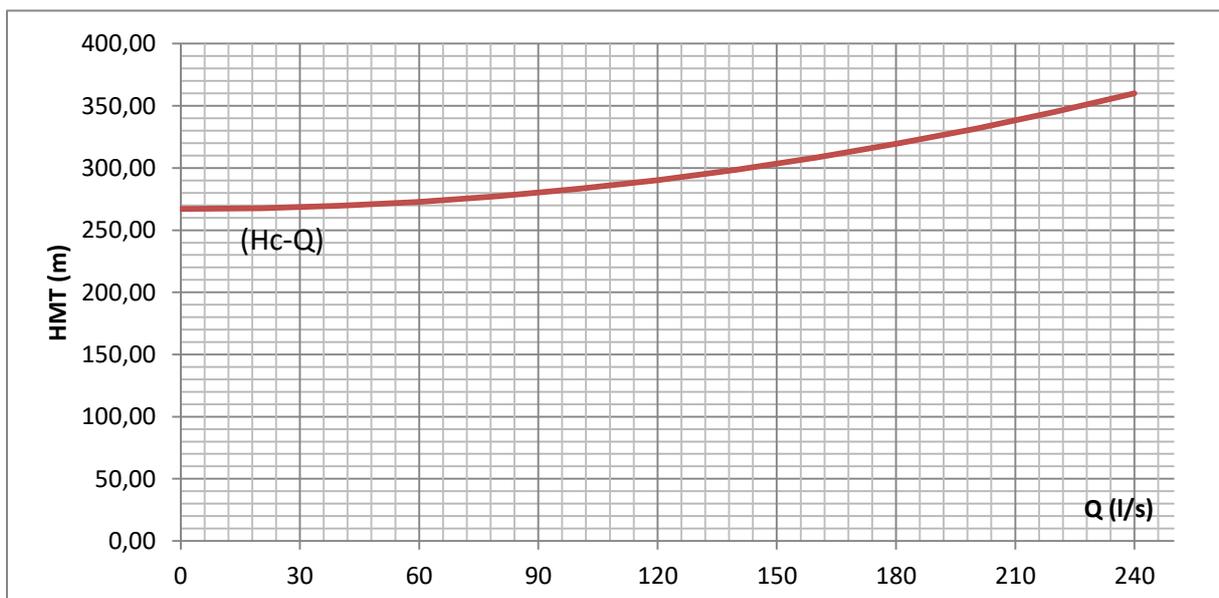


Figure IV-6 La courbe caractéristique de la conduite SP2-RT.

Conclusion

La station de pompage SP2 sera conçue comme suit :

- Nb de pompes : 3P+1R
- Type : Pompe centrifuge multicellulaires à axe horizontal.
- Le débit total de refoulement est de $Q_t = 169,27$ l/s.
- Le débit unitaire de refoulement est de $Q_u = 56,42$ l/s.
- La hauteur manométrique total est de $HMT = 311$ m.

Remarque : après l'installation des pompes, la recherche du point de fonctionnement est primordiale (l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe et celle de la conduite représentée par [Fig IV.6]) afin de garantir un bon fonctionnement des pompes et pour vérifier ensuite si une adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement par l'un des modes de réglage cités précédemment est envisageable.

IV.8 Régulation des stations de pompage

On devra prévoir des capteurs de niveau (TOR) dans le réservoir, qui sera considéré comme bache d'aspiration, pour le démarrage et l'arrêt des pompes de telle façon que :

- Au-dessous du niveau bas d'aspiration NB les pompes sont à l'arrêt.
- Au niveau NH, les pompes démarrent.
- Au niveau NB, les pompes s'arrêtent.

D'autre part les stations de pompage devront être aussi équipées d'un programmeur pour le fonctionnement cyclique des pompes. Ce programmeur devra permettre un fonctionnement réparti de telle façon qu'une station de pompage reste en réserve et trois en service, et cela d'une façon périodique.

Ainsi, nous recommandons le plan d'équipement des stations de pompage suivant :

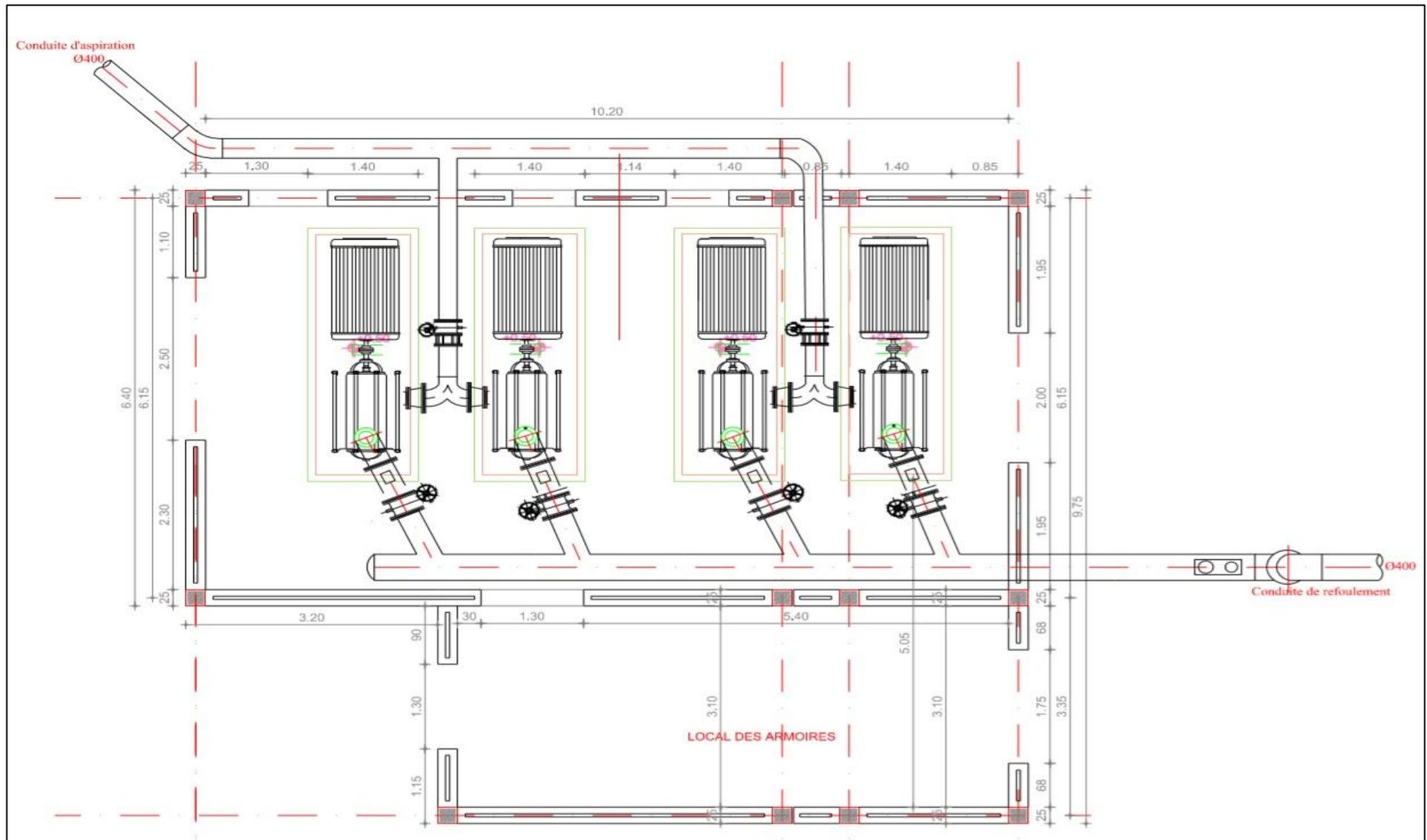


Figure IV-7 Vue en plan du bâtiment des stations de pompage.

IV.9 Etude de la cavitation

IV.9.1 Définition de la cavitation

C'est la perturbation de l'écoulement de liquide, c'est-à-dire la formation des cavités ou de poches ou bulles de vapeur, ou gaz dissout dans l'eau.

L'aspiration de liquide est effectuée sous l'effet de la différence entre la pression atmosphérique qui agit sur la surface libre de liquide est la pression absolue à l'entrée de la pompe qui est inférieure à la pression atmosphérique.

Si la diminution de la pression absolue à l'entrée de la pompe est au-dessous d'une limite bien déterminer peut entraîner la cavitation, qui se développe à l'intérieur d'une pompe c'est-à-dire la pression absolue devient inférieure à la tension de vapeur de liquide.

Cette cavitation dure dans le temps, peut entraîner des endommagements de certaine partie de la pompe.

IV.9.2 Les effets de la cavitation

- la création de bulle de vapeur à l'aspiration s'accompagnant de leur condensation brutale dans ou en sortie de roue, lorsque la pression remonte.
- implosion des bulles de vapeur au niveau de la roue.
- vibrations anormales.
- bruit anormal.
- destruction des garnitures d'étanchéité suite aux vibrations.
- arrachement de matière dans les zones d'implosion.
- chute du débit pompé lorsqu'apparaît le phénomène de cavitation (chute de performance).
- détérioration de la pompe.

IV.9.3 La hauteur d'aspiration admissible

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

$$(NPSH)_d > (NPSH)_R$$

$(NPSH)_R$: Charge nette d'aspiration requise, elle est donnée par le constructeur ;

$(NPSH)_d$: Charge nette d'aspiration disponible, elle est égale à : $(NPSH)_d = (NPSH)_R + r$

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 au-delà laquelle il convient toujours de se tenir.

Dans notre cas, on a à faire à des installations en charge, alors l' $(NPSH)_d$ est régie par la relation suivante:

$$(NPSH)_d = \frac{P_{at}}{\varpi} + ha - \frac{P_v}{\varpi} - \frac{v^2}{2g} - \sum h_{p_{asp}}$$

Avec :

$\frac{P_{atm}}{\varpi}$: Dépend de l'altitude d'implantation de la station de pompage (voir tableau. IV.7)

$\frac{P_v}{\varpi}$: dépend de température du liquide pompé (voir tableau. IV.8)

Tableau IV-7 Pression atmosphérique en fonction de la côte.

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

Tableau IV-8 Pression de vapeur en fonction de la température.

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

IV.9.4 Calage de la pompe

Le calage de la pompe est de déterminer la côte exacte 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 : $\nabla_{axe} = \nabla_{min} - h_{asp} + r$

Avec :

∇_{axe} : Niveau de l'axe de la pompe (mNGA) ;

∇_{min} : Niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (mNGA) ;

$$\nabla_{min} = C_p - h + h_{inc}$$

Avec :

C_p : côte du plan d'eau dans le réservoir (mNGA) ;

h : hauteur d'eau dans le réservoir (m) ;

h_{inc} : hauteur d'incendie dans le réservoir (m).

r : marge de sécurité, $r = (0,1 - 0,3)$ m.

IV.9.4.1 Refoulement SP1-SP2

- La côte de la station de pompage est de 715 m NGA alors $\frac{P_{atm}}{\varpi} = 9,46$ m (nous avons procédé par une interpolation linéaire à partir du tableau IV.7).
- La côte du plan d'aspiration : $C_p=718$ m.
- La température ambiante est considérée égale à 20°C donc $\frac{P_v}{\varpi} = 0,24$ m.
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a=1,1*DN$, donc : $D_a=1,1*400=450$ mm.
- D'où la vitesse d'aspiration : $V_a = 1,1$ m/s.
- Les pertes de charge linéaire à l'aspiration :

$$\sum h_{asp,lin} = \frac{k' \times L \times Q^\beta}{D^m} = \frac{0.00179 \times 15 \times 0,16927^2}{0,45^{5,3}} = 0,052 \text{ m}$$

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,15 * h_{asp,lin} = 0,061$ m.
- La hauteur d'aspiration $H_a=3$ m
- $NPSH_d = 9,46 + 3 - 0,24 - 0,067 - 0,061 = 12,092$ m

D'où : (NPSH)_r de la pompe à installer ne doit pas dépasser $NPSH_d-0,3 = 11,8$ m

$$\text{La côte de l'axe de la pompe : } \nabla_{axe} = 715,5 - 3 + 0,3 \Rightarrow \nabla_{axe} = 712,8\text{m}$$

IV.9.4.2 Refoulement SP2-RT

- La côte de la station de pompage est de 953 m NGA alors $\frac{P_{atm}}{\rho} = 9,20$ m
- La côte du plan d'aspiration : $C_p=956$ m.
- La température ambiante est considérée égale à 20°C donc $\frac{P_v}{\rho} = 0,24$ m
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a=1,1*DN$, donc : $D_a=1,1*400=450$ mm
- D'où la vitesse d'aspiration : $V_a = 1,1$ m/s
- Les pertes de charge linéaire à l'aspiration :

$$\sum h_{asp,lin} = \frac{k' \times L \times Q^\beta}{D^m} = \frac{0,00179 \times 15 \times 0,16927^2}{0,45^{5,3}} = 0,052 \text{ m}$$

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,15 * h_{asp,lin} = 0,061$ m
- La hauteur d'aspiration $H_a=3$ m
- $NPSH_d = 9,20 + 3 - 0,24 - 0,067 - 0,061 = 11,83$ m

D'où : (NPSH)_r de la pompe à installer ne doit pas dépasser $NPSH_d-0,3 = 11,53$ m

La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 954 - 3 + 0,3 \Rightarrow \nabla_{axe} = 951,3$ m

IV.10 Consigne d'exploitation

➤ Mise en marche :

- 1) Démarrer la vanne de refoulement fermé.
- 2) Amorcer la pompe pour cette installation qui est en charge, ouvrir complètement la vanne d'aspiration.
- 3) Mettre en marche le moteur électrique, dès que le moteur atteint son régime, ouvrir le robinet de vanne de refoulement progressivement en surveillant le manomètre tout en fixant le débit demandé.

➤ Précautions à prendre au cours de service :

- 1) Vérifier la température des paliers.
- 2) Vérifier le niveau d'huile dans le carter.
- 3) Vérifier le débit de fuite.

➤ Arrêt des pompes :

- 1) Fermer la vanne de refoulement progressivement avant l'arrêt.
- 2) Arrêter le moteur suivant les instructions données par l'électricien.

IV.11 Conclusion

A travers ce chapitre nous avons déterminé le type de pompe, adapté à l'usage de notre projet et qui va nous permettre d'assurer la charge et le débit demandé. Pour assurer la longévité de ces équipements, un entretien périodique et une bonne gestion sont nécessaires.

Protection de la
conduite contre le coup
de bélier.

V. Protection de la conduite contre le coup de bélier

V.1 Introduction

Dès que la longueur des tuyauteries dépasse une centaine de mètres et que le débit de refoulement est supérieur à quelques décilitres par seconde, le phénomène du coup de bélier est susceptible d'apparaître sur tout quand il s'agit d'une conduite d'adduction.

Dans ce chapitre on va étudier d'une manière précise ce phénomène, les risques qu'il présente et les moyens de protections.

V.2 Définition

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

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

C'est le nom que l'on donne à une onde de choc hydraulique, lorsqu'un liquide non compressible comme l'eau, est stoppé net dans une canalisation. Autrement dit, c'est l'arrêt brutal de la circulation de l'eau.

V.3 Les causes du coup de bélier

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

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

V.4 Les risques dus au coup de bélier

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

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

- **Fortes pressions** : 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 dislocation des joints.

- **Pression négatives** : apparait soit à la suite d'une forte pression, soit à suite d'un arrêt brusque de la pompe. si la pression devient inférieure à 10 m.c.e entraîne une implosion de la conduite, cavitation, l'aspiration des joints, décollement de l'enduit interne de protection.
- **Fatigue de la conduite** : l'alternance des surpressions et des dépressions provoque la fatigue de la conduite.

V.5 Analyse physique du phénomène : ⁽⁵⁾

V.5.1 Première phase :

Lors de l'arrêt d'une ou plusieurs pompes, le débit à travers la station de pompage est brusquement interrompu. Les clapets anti-retour situés à l'aval des pompes se ferment alors pour éviter que la conduite ne se vide.

A l'aval de la station de pompage, une colonne d'eau a tendance à poursuivre son mouvement tandis que plus aucun débit ne provient de l'amont. L'eau ne se comporte alors plus de manière incompressible : une réduction locale de pression est provoquée, entraînant une décompression du fluide et, en conséquence, la contraction de la conduite.

V.5.2 Deuxième phase :

Ce phénomène crée une disponibilité temporaire de la masse du liquide qui permet de maintenir en mouvement, durant quelques instants encore, la couche de fluide immédiatement en aval ; puis le mouvement cesse, la couche se décomprime et fournit un volume qui permet le mouvement de la couche suivante et ainsi de suite. Ainsi est engendrée une dépression qui se propage dans la conduite à la vitesse des ondes élastiques c jusqu'à ce que toute la conduite soit soumise à la dépression ainsi engendrée, soit après un temps $T=L/c$, où L est la longueur de la conduite entre les pompes et le réservoir.

V.5.3 Troisième phase :

Il en résulte que la pression au passage de la conduite dans le réservoir est inférieure à la pression dans le réservoir, ce qui provoque un écoulement en sens inverse. Cette onde se propage du réservoir vers la station de pompage et atteint le clapet au bout d'un temps $2T$, à compter du début du phénomène.

La couche de fluide près de la pompe est obligée de s'arrêter. Cette réduction d'énergie cinétique a pour effet une augmentation locale de la pression, ce qui provoque une compression du fluide et une distension de la conduite. Ce processus se transmet jusqu'au réservoir, où il arrive au bout du temps $3T$.

V.5.4 Quatrième phase :

Quand cette onde de surpression atteint le réservoir, la pression du réservoir est inférieure à la pression de la conduite : l'écoulement s'inverse de nouveau pour revenir aux conditions initiales de pression et de vitesse, cette onde se propageant vers les pompes.

Au bout du temps $4T$, on se retrouve donc dans les conditions initiales : ce phénomène se poursuivrait indéfiniment si sous l'effet des pertes de charge, les ondes de dépression et de surpression ne se trouvaient pas progressivement amorties.

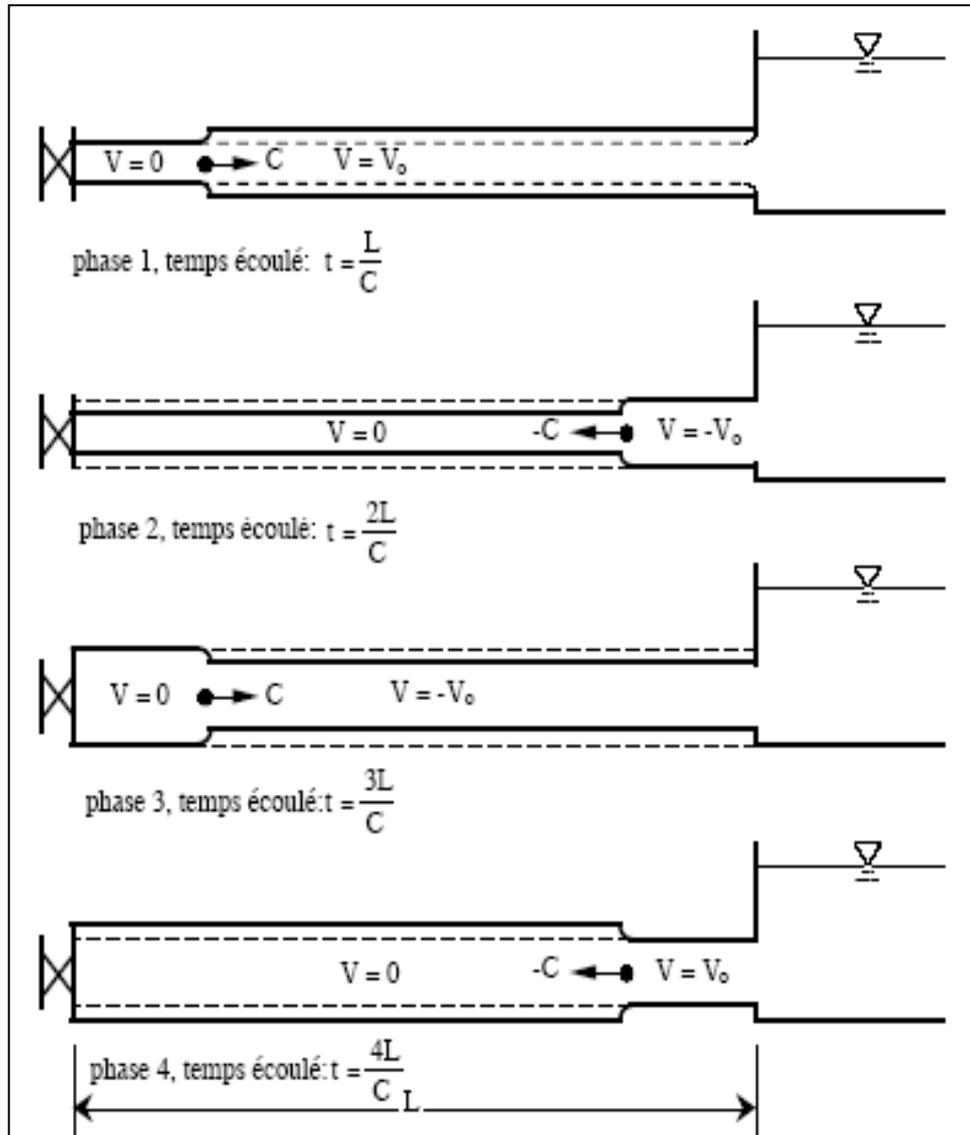


Figure V-1 Étapes d'un cycle de variation de pression.

V.6 Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier :

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

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

- Les volants d'inertie qui interviennent dans la protection contre les dépressions.
- Les soupapes de décharge qui interviennent dans la protection 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.

Mais pour notre étude, nous avons choisi comme moyen de protection un réservoir d'air grâce aux avantages qu'il présente :

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

V.6.1 Les réservoirs d'air : ⁽⁵⁾

➤ Principe de fonctionnement :

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

A la disjonction, le clapet se ferme, puisque la pompe ne fournit plus de pression : une partie de l'eau de la cloche est chassée dans la conduite. En effet, à ce moment, la pression de l'air de la cloche est encore supérieure à celle qui s'exerce à l'autre extrémité de la conduite, au réservoir.

Après diminution progressive, puis annulation de sa vitesse, l'eau de la conduite revient en arrière et remonte dans la cloche, augmentant la pression dans la conduite de refoulement.

➤ Calcul des réservoirs d'air :

Dans les installations de moyenne importance, l'appareil le plus simple et le plus sûr est le réservoir à air, muni ou non d'un diaphragme, placé dans les conditions de la figure (V.3).

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 Vibert :

C'est une méthode graphique simplifiée de détermination du volume d'air avec l'abstraction des pertes de charges dans les conduites et elle ne prend pas en compte l'organe d'étranglement.

✓ Méthode de Bergeron :

La méthode de Bergeron est la plus répandue, elle donne de bons résultats que ce soit pour les petites ou pour les grandes installations.

Remarque : Nous optons pour la méthode de Vibert.

• Principe de la méthode de Vibert :

La valeur maximale de la suppression et de la dépression est donnée par la relation suivante :

$$\Delta H = \pm \frac{CV_0}{g} \dots \dots \dots (V.1)$$

La surpression :

$$H_s = H_g + \Delta H \dots \dots \dots (V.2)$$

La dépression :

$$H_d = H_g - \Delta H \dots \dots \dots (V.3)$$

Avec :

V_0 : Vitesse d'écoulement en régime permanent (vitesse de refoulement) = 0,75 m/s.

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

C : Célérité de l'onde (m/s).

H_g : hauteur géométrique (m).

La célérité de l'onde C sera calculée par la formule améliorée par Pr. SALAH B. donnant la célérité d'onde du coup de bélier quand la conduite est enterrée.

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K * 2 * a * (1 - \nu_m^2) * (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) * a * E_s + E_m * e_m * (1 - \nu_s)}} \dots \dots \dots (V.4)$$

K : Coefficient d'élasticité de l'eau ; $K = 2,07 * 10^9$ Pascal.

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

E_m : module de Young du matériau de la conduite

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

ν_m : coefficient de poisson du matériau.

ν_s : coefficient de poisson du sol entourant la conduite.

e_m : Epaisseur de la conduite (m).

a : rayon intérieur de la conduite (m).

Le volume d'air du réservoir anti-bélier sera calculé par la formule suivante :

$$U_0 = \frac{V_0^2}{2gZ_0} \frac{LS}{f(Z/Z_0)} \dots \dots \dots (V.5)$$

Z_0 : la pression absolue en m.c.e pratiquement égale à : $Z_0 = H_g + 10$

H_g : étant la hauteur géométrique [m].

U_0 : volume d'air dans la cloche en régime permanent :

L : longueur de la canalisation (m).

S : section de la conduite (m^2).

$$\left. \begin{aligned} f\left(\frac{Z}{Z_0}\right) &= \frac{Z_0}{Z_{\min}} - 1 - \log\left(\frac{Z_0}{Z_{\min}}\right) \\ \frac{U_0}{LS} &= \frac{V_0^2}{2g} \frac{1}{Z_0} \frac{1}{f(Z/Z_0)} \end{aligned} \right\} \text{Utilisation de l'abaque de Vibert}$$

On pose : $h_0 = \frac{V_0^2}{2g}$

On obtient : $\frac{U_0}{LS} = \frac{h_0}{Z_0} \frac{1}{f(Z/Z_0)} \dots \dots \dots (V.6)$

Et par conséquent : $U_0 = LS \frac{h_0}{Z_0} \frac{1}{f(Z/Z_0)} \dots \dots \dots (V.7)$

V.7 Calcul du volume du réservoir d'air

V.7.1 Station de pompage SP1

Tableau V-1 Les données de base de la SP1.

N° de station	matériau	D _{ext} (mm)	e (mm)	D _{int} (mm)	R _{int} (mm)	V (m/s)	Hg (m)
SP1	Fonte	416,2	8,1	400	191,9	1,348	238

➤ **Calcul de la célérité de l'onde :**

En utilisant la formule (V.4) avec les paramètres de notre conduite en fonte on aura :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{2,07 \times 10^9}{10^3}}}{\sqrt{1 + \frac{2 \times 2,07 \times 10^9 \times 0,1919 \times (1 - 0,22^2) \times (1 - 0,33)}{(1 - 0,22^2) \times 0,1919 \times 2 \times 10^8 + 1,7 \times 10^{11} \times 0,0081 \times (1 - 0,33)}}$$

D'où : C = 1163,87 m/s.

➤ **Calcul de la valeur du coup de bélier : $\Delta H = \pm \frac{CV_0}{g}$**

- En surpression : $\Delta H = + \frac{1163,87 \times 1,348}{9,81} = +173,22 \text{ m}$
- En dépression : $\Delta H = - \frac{1163,87 \times 1,348}{9,81} = -173,22 \text{ m}$

Donc, on aura :

- $H_s = 238 + 173,22 = 411,22 \text{ m}$
- $H_d = 238 - 173,22 = 64,78 \text{ m}$
- La charge statique absolue : $Z_0 = H_g + 10 = 238 + 10 = 248\text{m}$
- La charge maximale absolue : $Z_{\max} = Z_0 + \Delta H = 421,22 \text{ m}$
- La charge minimale absolue : $Z_{\min} = Z_0 - \Delta H = 74,78 \text{ m}$

Les paramètres à calculer pour l'utilisation de l'abaque de vibert sont :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{Z_{\min}}{Z_0} = 0,3 \\ \frac{h_0}{Z_0} = \frac{v_0^2/2g}{z_0} = 4,38 \times 10^{-4} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \frac{U_0}{L \times S} = 2,4 \times 10^{-3} \Rightarrow U_0 = 3,61 \text{ m}^3 \\ \text{d'où : } U_{\max} = \frac{U_0 Z_0}{Z_{\min}} = 7,65 \text{ m}^3 \end{array}$$

V.7.2 Station de pompage SP2

Tableau V-2 Les données de base de la SP1.

N° de station	matériau	D _{ext} (mm)	e (mm)	D _{int} (mm)	R _{int} (mm)	V (m/s)	Hg (m)
SP2	Fonte	416,2	8,1	400	191,9	1,348	267

➤ **Calcul de la célérité de l'onde :**

En utilisant la formule (V.4) avec les paramètres de notre conduite en fonte on aura :

$$c = \frac{\sqrt{\frac{2,07 \times 10^9}{10^3}}}{\sqrt{1 + \frac{2 \times 2,07 \times 10^9 \times 0,1919 \times (1 - 0,22^2) \times (1 - 0,33)}{(1 - 0,22^2) \times 0,1919 \times 2 \times 10^8 + 1,7 \times 10^{11} \times 0,0081 \times (1 - 0,33)}}$$

D'où : C = 1163,87 m/s.

➤ **Calcul de la valeur du coup de bélier : $\Delta H = \pm \frac{CV_0}{g}$**

- En surpression : $\Delta H = + \frac{1163,87 \times 1,348}{9,81} = +173,22 \text{ m}$
- En dépression : $\Delta H = - \frac{1163,87 \times 1,348}{9,81} = -173,22 \text{ m}$

Donc, on aura :

- $H_s = 267 + 173,22 = 440,22 \text{ m}$
- $H_d = 267 - 173,22 = 93,78 \text{ m}$
- La charge statique absolue : $Z_0 = H_g + 10 = 267 + 10 = 277\text{m}$
- La charge maximale absolue : $Z_{\max} = Z_0 + \Delta H = 450,22 \text{ m}$
- La charge minimale absolue : $Z_{\min} = Z_0 - \Delta H = 103,78 \text{ m}$

Les paramètres à calculer pour l'utilisation de l'abaque de vibert sont :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{Z_{\min}}{Z_0} = 0,374 \\ \frac{h_0}{z_0} = \frac{v_0^2/2g}{z_0} = 3,92 \times 10^{-4} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \frac{U_0}{L \times s} = 2,2 \times 10^{-3} \rightarrow U_0 = 2,05 \text{ m}^3 \\ \text{d'où : } U_{\max} = \frac{U_0 Z_0}{Z_{\min}} = 5,40 \text{ m}^3 \end{array}$$

V.7.3 Caractéristiques finales du réservoir d'air

D'après la figure (V.2), les dimensions des réservoirs d'air sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau V-3 les dimensions des réservoirs d'air.

N de la SP	V _{normalisé} (litre)	D (mm)	L (mm)	H (mm)	B (mm)	E (mm)	F (mm)	K (mm)	C (mm)
SP1	8000	1500	4970	2070	3200	150	1200	158	400
SP2	6000	1500	4024	2070	2200	150	1200	158	400

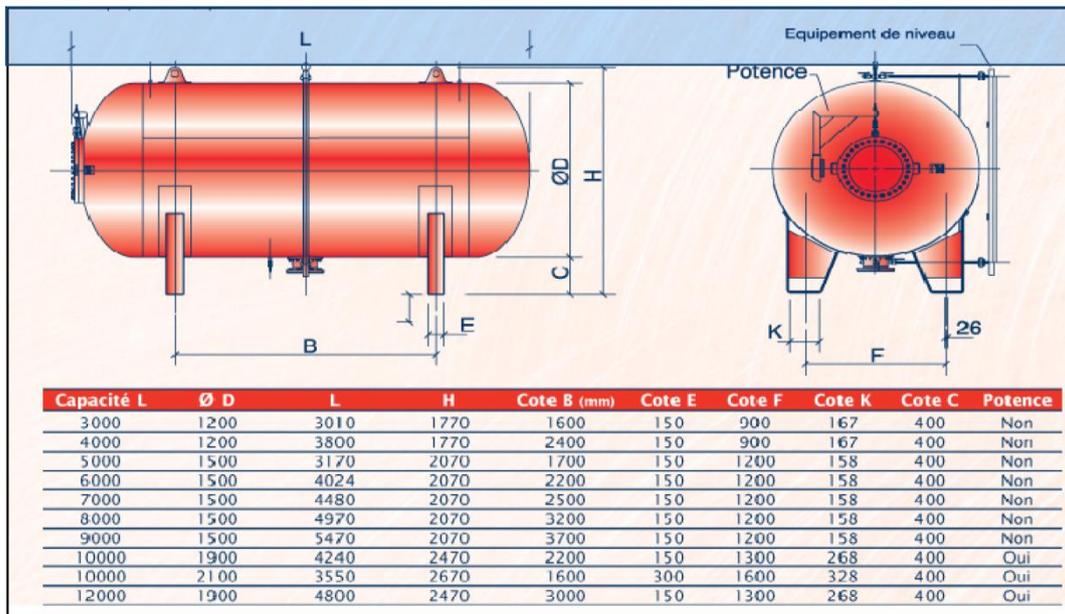


Figure V-2 Catalogue des réservoirs d'air.

V.7.4 Installation du réservoir d'air

Vu les grandes dimensions du réservoir d'air précisées dans le tableau (V.3), ce dernier sera installé à l'extérieur du bâtiment de la station de pompage afin de réduire l'encombrement à l'intérieur de la salle des machines et de gagner sur son génie civil.

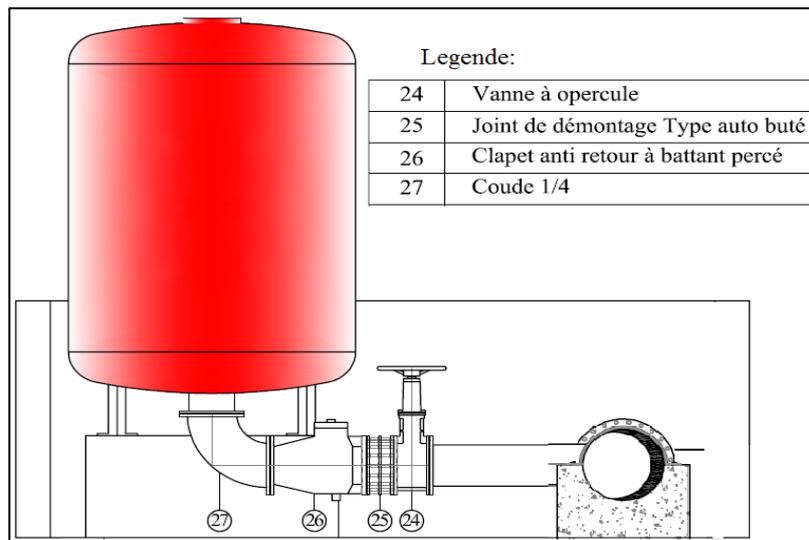


Figure V-3 Schéma d'installation du réservoir d'air.

V.8 Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier

Tout comme les conduites en refoulement, les conduites gravitaire sont elles aussi menacées par les effets néfastes du coup de bélier et de la surpression qui est due au choc des particules liquides à la paroi du robinet vanne, alors l'énergie cinétique se transforme en énergie de déformation et puisque l'eau est incompressible donc la déformation est transmise à la conduite et le coup de bélier est né, et la conduite se dilate et le phénomène transitoire se propage instantanément sur toute la conduite via une onde de célérité C (m/s) et alors cette déformation se propage à l'amont de la conduite et qui constitue un danger pour la conduite.

Le temps de retour de l'onde de déformation est régi par la formule suivante :

$$t_r = \frac{2 \times L}{c} \dots \dots \dots (V.8)$$

Avec : t_r : le temps de retour de l'onde de déformation (s).

L : longueur de la conduite gravitaire (m).

Ci-après l'application numérique pour la détermination du temps de retour de l'onde de déformation :

Tableau V-4 Calcul du temps de retour.

Tronçon	Matériau	L (m)	C (m/s)	Tr (s)
PP-SP1	FONTE – PN16 DN400	2307	524,374	8,7862
RT-R1	PEHD - PN10 DN160	756	276,692	5,4645
RT-R _{2,3,5}	PEHD - PN10 DN200	2296	277,010	16,577

Remarque : Après ce calcul et pour protéger notre conduite contre le coup de bélier, on prévoit des vannes à fermeture lentes ayant un temps de fermeture supérieur au temps de retour (Tr) relatif à chaque tronçon.

V.9 Les techniques pour prévenir les coups de bélier :

Puisque les surpressions et les dépressions peuvent endommager la canalisation, il faut toujours essayer de limiter cette surpression et dépression provoquée par le coup de bélier.

Les techniques les plus courantes pour prévenir les coups de bélier sont :

- Limiter la vitesse dans la conduite (la surpression et dépression est proportionnelle à la vitesse)
- Réduire la vitesse de manœuvre à la fermeture des vanne pour éviter le coups de bélier en prenant en compte que les deux premiers tiers de la manœuvre de fermeture sont sans risque alors que le dernier tiers pour obtenir l'obturation complète de la canalisation reste critique.
- Manœuvre progressivement tous les appareils hydrauliques du réseau.
- Installation de ventouses automatiques pour l'évacuation des poches d'air dans la conduite afin de prévenir la cavitation et la dépression.
- Utilisation des conduites avec des caractéristiques de résistance supérieures ou avec des parois plus épaisses.
- Installation de soupapes de décharge anti-bélier pour limiter la surpression dans la conduite.

V.10 Conclusion

Ce chapitre nous a permis de connaître la description physique du phénomène du coup de bélier ainsi que les différents moyens de protection contre le coup de bélier.

Comme équipements de protection, nous avons prévu deux réservoirs d'air anti-bélier de volume de 8000 et 6000 litres pour la SP1 et SP2 en évidence après leurs calculs respectifs, quant aux conduites gravitaires des vannes à fermetures lentes suffisent.

Pose de canalisation et
accessoires.

VI. Pose de canalisation et accessoires

VI.1 Introduction

Les conduites d'adduction sont censées garantir l'alimentation en eau potable pour des longues durées, par conséquent leur pose et installation est très importante afin d'assurer le minimum d'intervention sur terrain après l'achèvement des travaux vu que les travaux de réparation sont souvent difficiles.

VI.2 Pose de canalisation

VI.2.1 Principe de pose de canalisation

Les conduites sont posées en terre, dans une fouille dont le fond a été réglé et nivelé conformément au profil en long définitif de la conduite, la pose se fait selon les étapes suivantes :

- **Réalisation de la fouille :**

- **Largeur de la tranchée :**

La largeur de la tranchée doit être au minimum 0,60 m et cela, pour faciliter les travaux. Elle sera calculée en fonction du diamètre de la conduite, en laissant 0,30 m d'espace de chaque côté de celle-ci.

Elle est donnée par la formule suivante : $B=D+2*e$

$$\text{Si } DN \leq 400 : \quad B = D + (2 \times 0,30) \quad (\text{m})$$

$$\text{Si } DN > 400 : \quad B = D + (2 \times 0,50) \quad (\text{m})$$

-**B** : largeur de la tranchée (m).

-**D** : diamètre extérieur de la conduite (m).

- **La profondeur de la tranchée :**

Elle est déterminée de façon qu'une distance suffisante soit aménagée au-dessus de la génératrice supérieure du tuyau pour assurer la protection de la conduite contre les dégâts qui pourraient être causés par le gel sur tout dans le tronçon (SP2-RT), et ceux d'écrasement sous l'effet de charge et de surcharge, généralement elle varie de 0.8 à 1.20 m.

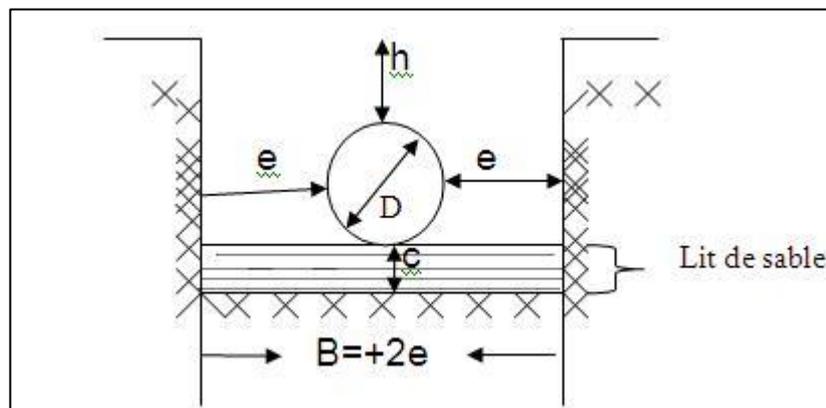


Figure VI-1 Schéma d'une tranchée.

VI.2.2 Type de pose

Afin de répondre au critère de bonne mise en œuvre, il existe plusieurs variantes de pose de conduites :

- la Pose en terre.
- la Pose en mauvais terrains.
- la Pose en galerie.
- la Pose en pentes.
- la Pose des conduites traversées des routes et voies ferrées.
- la Pose en immersion (cours d'eau).
- la Pose à proximité d'une conduite d'assainissement.
- le Passage de ponts.
- la Pose sans tranchée ouverte.

Le choix s'effectue en fonction de : la topographie du terrain et sa nature, la disposition des lieux et des différents obstacles qui peuvent être rencontrés.

➤ Pose de canalisation en terre :

Dans ce type de pose on procède à l'enfouissement des canalisations dans une tranchée de largeur et profondeur suffisante avec établissement des niches, et cela va nous permettre de les protéger contre les dégradations extérieures, de conserver la fraîcheur de l'eau et de les mettre à l'abri du gel sur tout dans le tronçon (SP2-RT) où les altitudes sont un peu élevées.

➤ Pose de canalisation en mauvais terrains :

Si le terrain est de mauvaise qualité on peut envisager quelques solutions :

a) Cas d'un terrain peu consistant :

Pour éviter tout mouvement de la canalisation ultérieurement, celle-ci doit être posée sur une semelle en béton armé ou non avec interposition d'un lit de sable. La semelle peut être continue ou non en fonction de la nature du sol. Dans le cas où la canalisation repose sur des tasseaux, ces derniers doivent être placés plus proches des joints et soutenus par des pieux enfoncés jusqu'au bon sol.

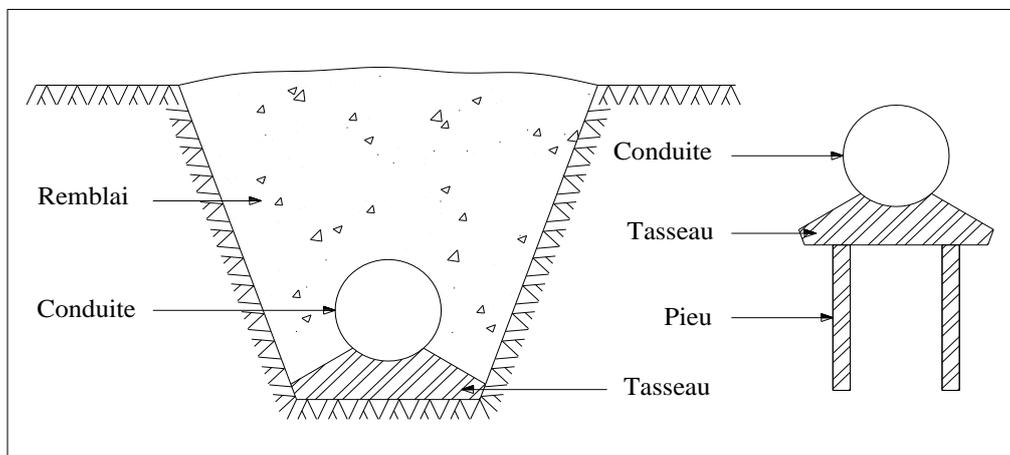


Figure VI-2 Pose de conduites dans un terrain peu consistant.

b) Cas d'un terrain agressif :

La protection des conduites enterrées en fonte ductile, contre les phénomènes de corrosion, est à réaliser par une manche en film de polyéthylène lorsque le terrain présente une résistivité inférieure à 1500 Ω .cm ou lorsqu'il y a présence de sulfures, de sulfates ou de chlorures.

Les avantages de la protection par manches en polyéthylène sont les suivants :

- coût réduit
- Moyen de protection supplémentaire avec une manche polyéthylène qui peut être employée de façon ponctuelle en cas d'imprévu (lentilles d'argile corrosive, creux biologiques non contrôlés, etc.).

➤ **Pose de canalisation en pente :**

Dans le cas où la canalisation est posée sur tasseaux ou galerie, l'ancrage de la conduite doit avoir lieu. Pour une canalisation sous remblai les ancrages peuvent ne pas être nécessaires.

Pour les conduites en fonte le joint type verrouille s'impose, en béton joint auto butée, en acier joint type soudé.

Il est préférable d'espacer les massifs d'ancrage pour favoriser l'absorption de la force de glissement par le travail des joints longitudinalement.

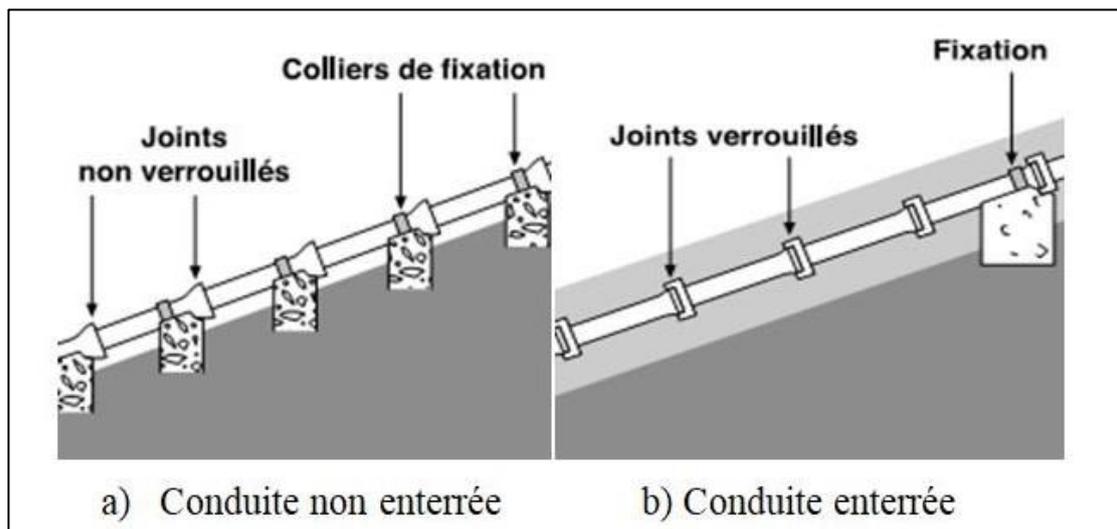


Figure VI-3 Pose de canalisation en pente.

➤ **Pose des conduites en traversées des routes :**

Pour qu'il n'y ait plus de transmission des vibrations dues aux charges et pour amortir les chocs qui peuvent nuire aux conduites et causer des ruptures, par suite des infiltrations nuisibles, on prévoit les solutions suivantes :

- **Des gaines** : ce sont des buses de diamètre supérieur (1,5 – 2) le diamètre extérieur de la conduite dans lesquelles les conduites sont introduites.
- **Par enrobage dans le béton** : dans ce cas les conduites sont couvertes de béton.

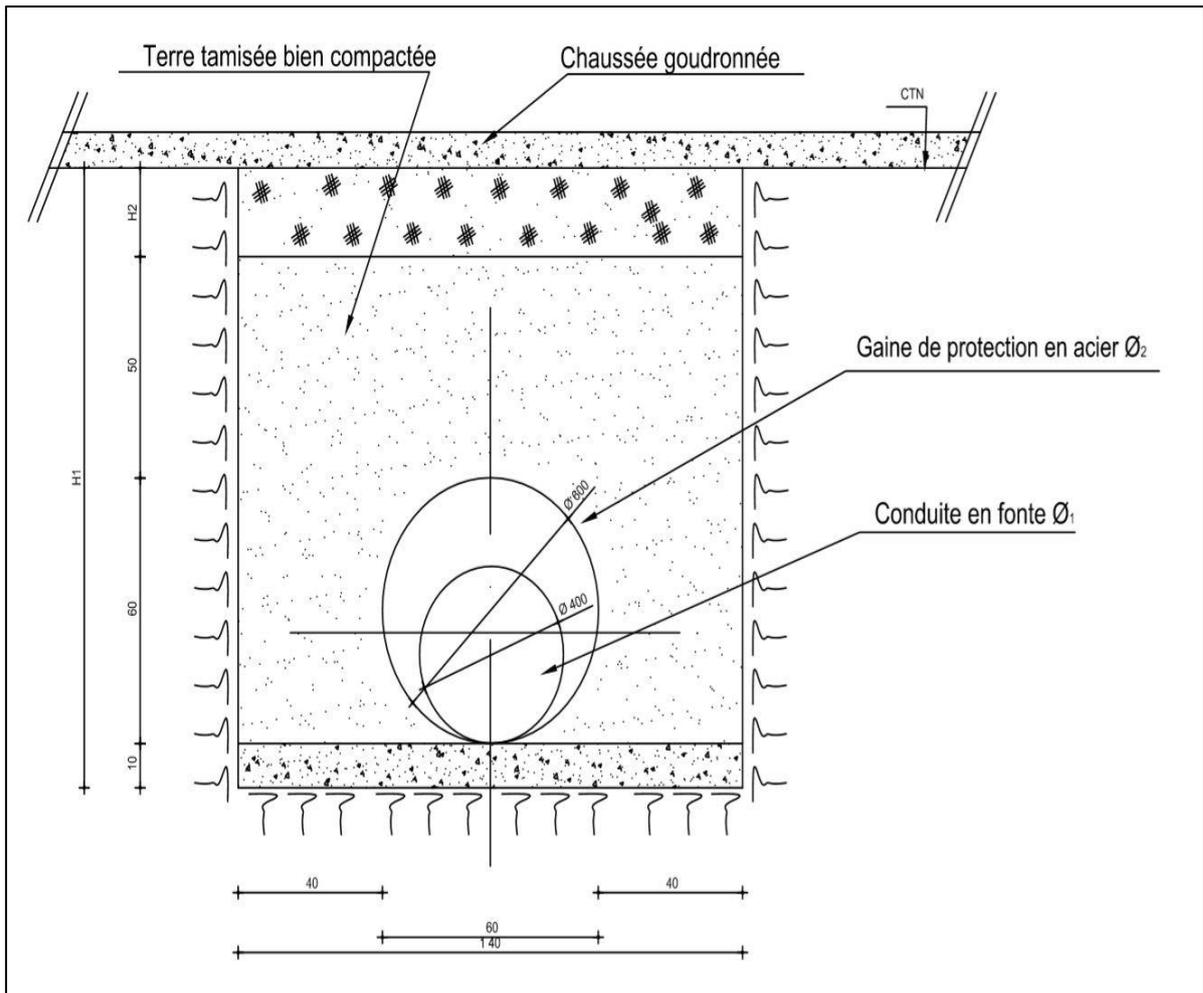


Figure VI-4 Schéma explicatif de la traversée des routes.

Tableau VI-1 Récapitulatif des traversées de routes.

Type	Observation	PK (km)	Localisation
Traversée de route	La route nationale N°40	0,264	Entre P1 et P2 (voir planche N°01 et N°02)
Traversée de route	Le chemin de wilaya N°01	23,62	Entre P177 et P178 (voir planche N°01 et N°03)
Traversée de route	La route nationale N°60	26,714	Entre P226 et P227 (voir planche N°1 et N°03)

Remarque : PK=0 au point de piquage.

➤ **Cas d'amarrage et de butée d'un coude :**

Tout système de canalisation véhiculant un fluide sous pression subit d'importantes contraintes : des forces de poussées apparaissent aux changements de direction par exemple.

Pour éviter tout risque de déboîtement, il convient essentiel de rééquilibrer ces efforts, soit en réalisant des massifs de butée en béton, soit en verrouillant le système de canalisations.

a) L'utilisation de massifs de butées en béton :

Est la technique la plus communément utilisée pour reprendre les efforts de poussée hydraulique d'une canalisation à emboîtement sous pression, différents types de massifs en béton peuvent être conçus selon la configuration de la canalisation, la résistance de la nature de sol, la présence ou non de nappe phréatique. Le massif reprend les efforts dus à une poussée hydraulique soit par :

- Frottement sur le sol (massif poids).
- Appui sur le terrain en place (massif butée).

En pratique, les massifs en béton sont calculés en tenant compte des forces de frottement et de la résistance d'appui sur le terrain.

b) verrouillage :

Le verrouillage des joints à emboîtement est une technique alternative aux massifs en béton pour reprendre les efforts de poussées hydrauliques. Elle est essentiellement employée lorsqu'il existe des contraintes d'encombrement.

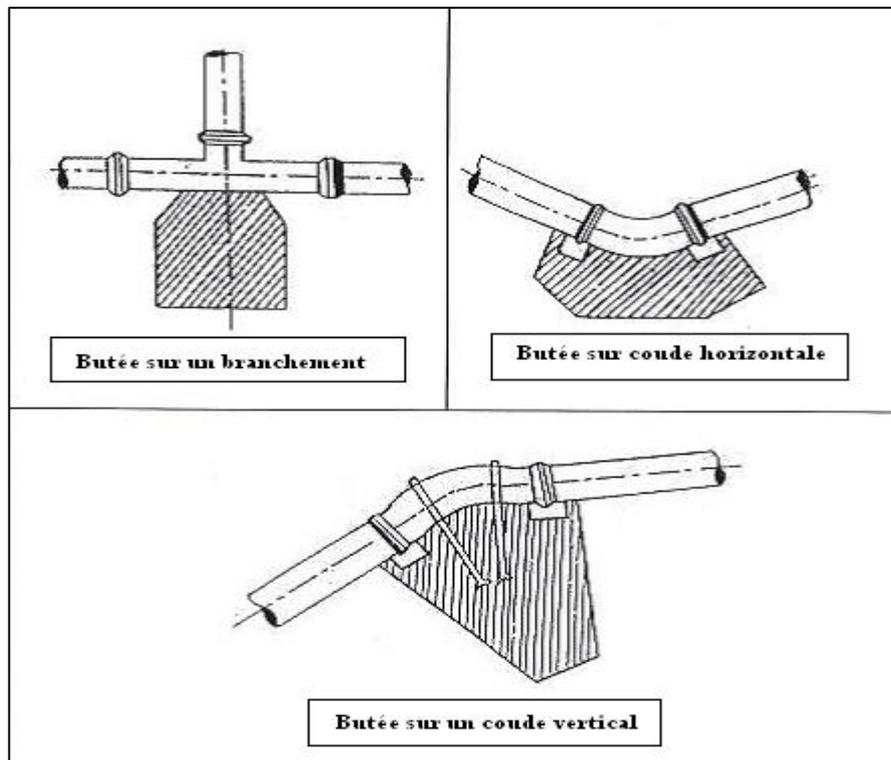


Figure VI-5 schéma explicatif de l'installation des butées.

VI.3 Pièces spéciales et accessoires

Les organes et les accessoires jouent un rôle prépondérant dans le bon fonctionnement des adductions, ils sont installés pour :

- Assurer un bon écoulement d'eau.
- Protéger les canalisations.
- Changer la direction des conduites.
- Raccordement des conduites.
- Changer le diamètre.
- Soutirer les débits.
- Régulariser les pressions et mesurer les débits.

VI.3.1 Robinets vannes

Ce sont des appareils de sectionnement permettant l'isolement des différents tronçons de la conduite lors d'une réparation sur l'un d'entre eux. Ils permettent aussi le réglage des débits, leur manœuvre s'effectue :

- manuellement à partir du sol.
- électriquement pour des robinets de grande dimension,
- commandes hydrauliques et pneumatiques par vérin ou moteur à air.

On distingue plusieurs types de vannes qui satisfont à des besoins variés :

✓ Les vannes à opercule :

Ce sont des appareils de sectionnement qui doivent être complètement ouverts ou fermés. L'obturation est obtenue pour une rotation de 90° de la partie tronconique, La vanne est une sorte de lentille épaisse qui s'abaisse ou s'élève verticalement à l'aide d'une vis tournant dans un écran fixé à la vanne, leur encombrement est considérable comparé à celui des vannes papillon.

De surcroît, à partir d'un certain diamètre, il convient d'installer des by-pass pour équilibrer les pressions qui s'exercent des deux côtés du coin quand on veut le manœuvrer à partir de la position fermée.



Figure VI-6 Robinet vanne à opercule.

✓ **Les vannes papillon**

Il s'agit d'un élément de conduite traversé par un axe déporté entraînant, en rotation, un disque obturateur appelé papillon. Ils peuvent aussi bien servir pour le sectionnement que pour le réglage des débits. Ils sont d'un encombrement réduit, légers, le couple de manœuvre est faible.

A partir d'un certain diamètre (200 à 300 mm) les robinets vannes des deux types sont généralement motorisés.



Figure VI-7 Robinets vanne papillon.

VI.3.2 Les ventouses :

Une accumulation d'air peut se faire aux points hauts d'une conduite. La poche d'air provoque des perturbations qu'il s'agit d'éviter : diminution de la section, arrêt complet des débits, diminution de la pression, coups de bélier.

L'évacuation de l'air se fait par l'intermédiaire d'une ventouse qui peut être manuelle ou automatique (figure VI.8).

Une ventouse manuelle est un simple robinet que l'on manœuvre périodiquement. Les ventouses automatiques sont des pièces évacuant l'air dès qu'il se forme une poche notable.



Figure VI-8 Ventouses automatiques.

VI.3.3 By-pass :

Le by-pass est utilisé pour :

- Faciliter la manœuvre de la vanne à fermeture lente.
- Remplir à débit réduit, la conduite avant sa mise en service.
- Relier la conduite d'arrivée à la conduite de départ du réservoir.

VI.3.4 Vannes de décharge :

Dans le cas d'intervention sur les conduites, des vannes de vidange sont prévues au point bas afin d'évacuer les eaux de la conduite.

La vidange se fait dans un fossé ou en plein air. Ce robinet sera posé dans un regard en maçonnerie d'accès facile (voir planche N°05).

VI.3.5 Clapet anti retour :

Le clapet anti-retour est conçu pour équiper les réseaux hydrauliques de distribution et les stations de pompage. Il se caractérise par un battant articulé reposant sur un siège incliné et un passage intégral en grande ouverture. La conception de l'obturateur garantit l'étanchéité à contre-pression empêchant le retour de tout fluide et un fonctionnement silencieux.

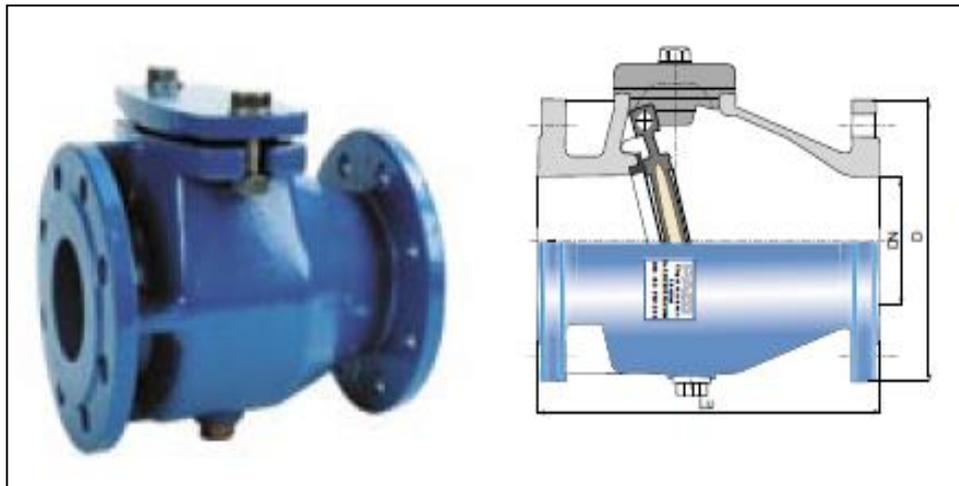


Figure VI-9 Clapet anti retour.

VI.3.6 Organes de raccordement

Les organes de raccordement sont nécessaires pour

- ✓ La déviation 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) **Coude** : Les coudes sont des accessoires utiles surtout pour les conduites d'adduction, lorsque la conduite change de direction. Généralement, les coudes sont maintenus par des massifs de butées, convenablement dimensionnés.

On y distingue des coudes à deux emboîtements ou bien à emboîtements et à bout lisse ; les types de coude se présentent avec un angle α de : $1/4$ (90°), $1/8$ (12°), $1/16$ ($22^\circ 30'$), $1/32$ ($11^\circ 15'$)

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 supplémentaire. Les tés se présentent soit à trois emboîtements, soit à deux emboîtements et brides.

VI.3.7 Organes de mesure :

➤ Mesure de débit :

Il est important de connaître, par mesure des débits, le volume total envoyé dans une conduite d'adduction: refoulé par une station de pompage, donné par un forage, une source ou encore un réservoir. Ceci est, en effet, essentiel pour la bonne gestion d'un système d'adduction.

La mesure des débits importants peut être réalisée par plusieurs moyens: le tube de Venturi, le diaphragme, la tuyère, le compteur à hélice (ou moulinet), le tube de Pitot, le déversoir à mince paroi, le compteur à induction (ou électromagnétique).



Figure VI-10 Débitmètre électromagnétique.

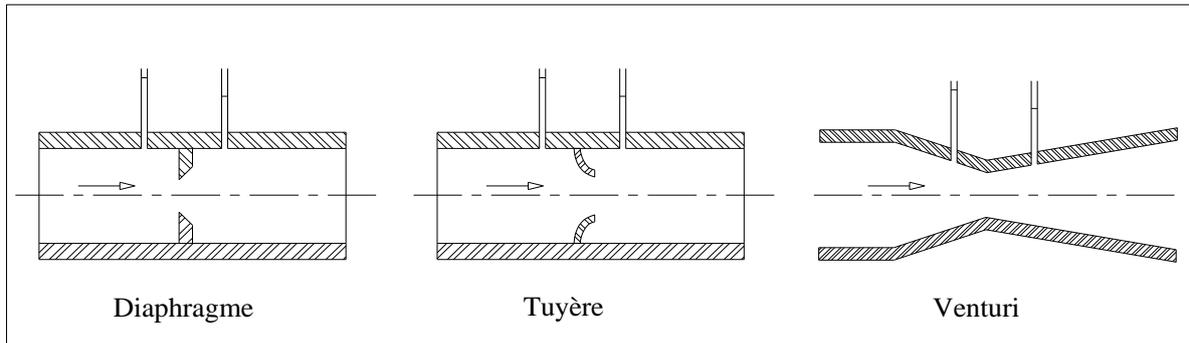


Figure VI-11 Les différents types des débitmètres.

➤ **Mesure de pression :**

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 (figure VI.12).

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 à la surchauffe.



Figure VI-12 Manomètre à aiguilles.

VI.4 Conclusion

Afin d'assurer le bon fonctionnement de l'adduction, les accessoires doivent être installés soigneusement, pour cela les raccordements seront effectués par des personnes qualifiées et compétentes. Pour assurer la longévité de ces appareils un entretien périodique et une bonne gestion sont nécessaires.

Organisation de chantier

VII. Organisation de chantier

VII.1 Introduction

L'organisation de chantier consiste à déterminer la mise en œuvre des moyens nécessaires pour la réalisation et l'exécution des travaux dans les meilleures conditions et dans les plus brefs délais, ainsi permettre d'avoir une idée sur le coût de réalisation de notre projet, ce calcul consiste à déterminer les quantités de toutes les opérations à effectuer sur le terrain.

VII.2 Les différents travaux à entreprendre

VII.2.1 Travaux concernant l'adduction

Les tâches constituant les travaux à faire pour la mise en place de l'adduction sont :

- **Exécution des tranchées :** C'est une opération de terrassement (déblais) qui consiste à faire des excavations suivant un fruit de talus (dans notre cas de 1/1). Ces excavations seront faites par une pelle hydraulique et les déblais seront posés sur un côté de la tranchée, l'autre côté étant réservé au bardage des conduites.
- **Construction des regards :** Les regards constituent l'abri de certains accessoires de l'adduction à savoir les ventouses, les vannes de vidange et les vannes de sectionnement, ils sont conçus en béton armé.
- **Pose du lit de sable :** Cette opération consiste à poser un lit de sable au fond de la tranchée, ce lit aura une épaisseur de 10cm dans notre cas.
- **Pose des conduites :** Après avoir mis en place le lit de sable, on procède à la pose des canalisations.
- **Remblayage des tranchées :** C'est une opération de terrassement qui consiste à enterrer la conduite, en utilisant le remblai en terre épierré
- **Transport des terres en excès à la décharge public.**
- **Nivellement et compactage :** Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite à compacter pour augmenter la densité des terres et éviter un tassement par la suite et la remise en état des lieux s'il s'agit des travaux en urbain, ou traversée de route.

VII.2.2 Travaux concernant les stations de pompage

Les tâches constituant les travaux à faire pour la construction de la station de pompage sont :

- **Décapage :** Les travaux de décapage consistent à débarrasser l'assiette de la station de pompage de la couche végétale (abatage des arbres ...etc.). L'épaisseur de la couche à éliminer est de **10cm**.
- **Exécution des fouilles :** L'exécution des fouilles est une opération de terrassement qui consiste à creuser les fondations du bâtiment Jusqu'au bon sol, selon les cotes arrêtées par les plans d'exécution du génie civil.
- **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 10cm de béton dosé à 150 kg/m³. au fond des fouilles.
- **Remblayage :** Le remblayage des fouilles et des casiers consiste à combler les vides par un remblai constitué des terres de déblai compacté.
- **Coulage du béton armé :** 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.

- **Maçonnerie** : Elle consiste en la construction en briques des murs du bâtiment et de la clôture et leurs séparations à l'intérieur.

VII.2.3 Travaux concernant les réservoirs

Dans notre cas nous avons à construire deux réservoirs qui vont nous servir comme des bâches d'aspiration. Les tâches constituant les travaux à faire pour la construction des réservoirs sont :

- Décapage de la terre végétale, terrassement en grande masse (selon la topographie), et excavation pour l'ancrage du réservoir.
- Pose du tout venant
- Coulage du béton de propreté
- Coulage du béton du radier
- Coulage du béton armé du voile et des poteaux de la chambre de manœuvre
- Coulage du béton armé de la coupole et de la dalle de la chambre de manœuvre
- Maçonnerie de la chambre de manœuvre.
- Les différentes étanchéités (pax aluminium pour la coupole, flinckotte pour le soubassement etc.), et peinture extérieure....

VII.3 Définitions des engins de terrassement utilisés :

Le matériel utilisé est le matériel classique des chantiers de travaux publics. L'utilisation de gros engins mécaniques va réduire considérablement le prix et le temps des terrassements dont l'incidence, dans la construction des chantiers, se trouve ainsi sensiblement diminuée.

Les engins que nous allons utiliser sont :

- Une pelle hydraulique.
- Un dozer.
- Un chargeur.
- Un compacteur.
- Des camions pour le transport des matériaux, et l'évacuation des terres excédentaires.

VII.3.1 Pelle hydraulique :

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les terrains même durs, la pelle peut porter divers équipements qui en font un engin de travail à plusieurs fins :

- Godet normal pour travail en butée.
- Godet rétro pour travail en fouille et en tranché.
- Godet niveleur pour travail de décapage ou de nivelage.
- Benne preneuse pour terrassement en fouille ou déchargement de matériaux (sable, pierres...). Dragline pour travail en fouille.



Figure VII-1 Pelle hydraulique.

VII.3.2 Bulldozer :

Le bulldozer est une pelle niveleuse montée sur un tracteur à chenille ou à pneus, l'outil de terrassement est une lame profilée portée par deux bras articulés qu'un mécanisme hydraulique permet d'abaisser ou de lever.

Si la lame est en position basse l'engin fait des terrassements par raclage avec une profondeur de coupe de 20 à 30cm.

En mettant la lame en position intermédiaire, on peut régaler des tas de déblais en couche d'épaisseur de 20 à 30cm également.

La position haute est une position de transport (hauteur de la lame au-dessus du sol de 75cm à 1m).



Figure VII-2 Bulldozer.

VIII.3.3- Chargeur :

C'est un tracteur à pneus muni de godet de chargement et de déchargement à l'avant, on l'utilisera pour remblayer les fouilles, les casiers et la tranchée après pose de la conduite.



Figure VII-3 Chargeur.

VII.3.3 Compacteur (vibrateur de sol) :

C'est un engin peu encombrant, composé de deux petits cylindres d'environ 30 cm de diamètre muni d'un guidon. Cet engin sert au compactage des remblais des surfaces étroites telles que les fouilles des semelles, les casiers entre ceintures inférieures du bâtiment et les tranchées.



Figure VII-4 Rouleau lisse.

VII.4 Calcul des coûts des travaux

Pour faciliter la réalisation des travaux dans les plus brefs délais, nous recommandons de réaliser les travaux des deux lots en parallèle :

Lot01 : La réalisation de la conduite d'adduction

Lot02 : La réalisation des deux stations de pompage.

Les devis estimatifs et quantitatifs du projet sont représentés dans les tableaux qui suivent :

• **Lot-01 : Devis quantitatif et estimatif des travaux de la conduite d'adduction**

Tableau VII-1 Devis quantitatif et estimatif des travaux de la conduite d'adduction.

N	DESIGNATION DES TRAVAUX	UNITE	QUANTITE	PRIX UNITAIRE, HT (DA)	MONTANT TOTAL, HT (DA)
TERRASSEMENT					
01	Décapage de la terre végétale sur une épaisseur de 10cm.	M3	3 046	120	365 520,00
02	Ouverture de fouille en tranchées sur une profondeur selon le profil en long et une largeur de (0,6 + DN) pour tous les diamètres dans un terrain de toute nature au pic pioche où à l'engin mécanique, y compris toutes sujétions.	M3	45 684	200	9 136 800,00
03	Fourniture et pose d'un lit de sable au-dessous de la conduite d'une épaisseur de 0,10 m, y compris toutes sujétions.	M3	3 046	1000	3 046 000,00
04	Remblai de terre tout venant après enlèvement de grosses pierres et débris végétaux ; il sera exécuté par couche de 0,2 m, y compris réglage, compactage arrosage et toutes sujétions.	M3	38 815	150	5 822 250,00
05	Transport des terres excédentaires dans un endroit qui sera déterminé par l'administration, y compris toutes sujétions.	M3	6 870	250	1 717 500,00
CANALISATION					
01	Fourniture, transport et pose de canalisations, y compris toutes sujétions. <ul style="list-style-type: none"> ○ FONTE – DN400 – PN 40 ○ FONTE – DN400 – PN 16 ○ PEHD – DN200 – PN10 ○ PEHD – DN160 – PN10 ○ PEHD – DN110 – PN10 	ML	24 843 2 307 1296 1 845 165	14 000 10 000 2 500 2 000 1 500	347 802 000,00 23 070 000,00 3 240 000,00 3 690 000,00 247 500,00
02	Fourniture et pose de grillage avertisseur couleur bleu, posée à une distance de 0.3 M par rapport de la génératrice supérieure de la conduite, y compris toutes sujétions.	ML	30 456	80	2 436 480,00

N	DESIGNATION DES TRAVAUX	UNITE	QUANTITE	PRIX UNITAIRE, HT (DA)	MONTANT TOTAL, HT (DA)
PIECES SPECIALES					
VENTOUSE					
01	Fourniture, transport et mise en place d'une ventouse automatique à trois fonctions, y compris toutes sujétions. - DN100 - DN50	U	21 2	30 000 17 000	630 000,00 34 000,00
02	Fourniture, transport et mise en place de Té en Fonte/PEHD à deux emboîtements et tubulure bride, y compris toutes sujétions. - DN400/100 (Fonte) - DN160/50 (PEHD)	U	21 2	50 000 10 000	1 050 000,00 20 000,00
03	Fourniture, transport et mise en place de robinet vanne, y compris toutes sujétions. - DN100 - DN50	U	21 2	13 000 9 000	273 000,00 18 000,00
VIDANGE					
01	Fourniture, transport et mise en place de robinet vanne de vidange, y compris toutes sujétions. - DN100 - DN50	U	20 4	20 000 11 000	400 000,00 44 000,00
02	Fourniture, transport et mise en place de Té en Fonte/PEHD à deux emboîtements et tubulure bride, y compris toutes sujétions. - DN400/100 (Fonte) - DN160/50 (PEHD)	U	20 4	50 000 10 000	1 000 000,00 40 000,00
03	Fourniture, transport et mise en place de bride unie, y compris toutes sujétions. - DN100	U	40	6 000	240 000,00
VANNE DE SECTIONNEMENT					
01	Fourniture, transport et mise en place de robinet vanne à papillon en fonte, y compris toutes sujétions. - DN400	U	06	120 000	720 000,00
02	Fourniture, transport et mise en place de joint de démontage, y compris toutes sujétions. - DN100	U	06	22 000	132 000,00
03	Fourniture, transport et mise en place de bride-unie, y compris toutes sujétions. - DN100	U	12	6 000	72 000,00
GENIE CIVIL					
01	Regard de vidange: Construction d'un regard en béton arme (2.70X 2.20 X 1.80) dosé à 350 kg/m ³ , y compris coffrage et ferrailage (ø12 en double nappe) avec mise en place d'un couvercle métallique de (0.80x0.80) et d'échelons métalliques, y compris toutes sujétions.	U	25	160 000	4 000 000,00

N	DESIGNATION DES TRAVAUX	UNITE	QUANTITE	PRIX UNITAIRE, HT (DA)	MONTANT TOTAL, HT (DA)
02	Regard de ventouse: Construction d'un regard en béton arme (1.80 X 1.80 X 1.80) dosé à 350 kg/m ³ , y compris coffrage et ferrailage (ø12 en double nappe) avec mise en place d'un couvercle métallique de (0.80x0.80) m et d'échelons métalliques, y compris toutes sujétions.	U	34	90 000	3 060 000,00
03	Regard de vanne : Construction d'un regard en béton arme (1.80 X 1.80 X 1.80) dosé à 350 kg/m ³ , y compris coffrage et ferrailage (ø12 en double nappe) avec mise en place d'un couvercle métallique de (0.80x0.80) m et d'échelons métalliques, y compris toutes sujétions.	U	06	90 000	540 000,00
04	Traversée de route <ul style="list-style-type: none"> ○ Découpage du tapis de la traversée de la route à la scie et toutes sujétions de bonne exécution. ○ Remise en état de la chaussée avec la mise en place d'un corps de chaussée selon les normes de la DTP, y compris toute sujétion de bonne exécution ○ Fourniture et pose de gaine de protection en acier de diamètre Ø600 mm, y compris toutes sujétions de bonne exécution. 	ML	30	15 000	450 000,00
MONTANT TOTAL (HT) :			413 297 050,00 DA		
MONTANT TVA (19%) :			78 526 439,50 DA		
MONTANT GLOBAL TTC :			491 823 489,50 DA		

Arrêter le présent devis quantitatif et estimatif à la somme de : Quatre cent quatre-vingt-onze millions et huit cent vingt-trois mille et quatre cent quatre-vingt-neuf dinars et cinquante centimes

- **Lot-02 : Devis quantitatif et estimatif de la station de pompage.**
 - **L'abri de la station de pompage :**

Tableau VII-2 Devis quantitatif et estimatif des travaux de l'abri de la station de pompage.

N	DESIGNATION DES TRAVAUX	UNITE	QUANTITE	PRIX UNITAIRE, HT (DA)	MONTANT TOTAL, HT (DA)
TERRASSEMENTS					
01	- Déblais : Déblais en puits, en tranchées et en grande masse à toutes profondeurs, de toutes natures, y compris toutes manutentions par moyens mécaniques ou manuels.	M ³	185.00	150	27 750,00
02	- Remblais : Mise en remblais en terre tout venant des fouilles exécution par couche de 0.20 m d'épaisseur arrosées et damées, y compris réglage de nivellement suivant côte des plans.	M ³	76.00	150	11 400,00
03	- Transport des terres : - Transport à la décharge publique des terres provenant de déblais compte-tenu de leur foisonnement, y compris tous frais de dépôt à la décharge, le chargement sur véhicule et le déchargement et toutes sujétions inhérentes à la décharge publique.	M ³	110.00	150	16 500,00
CONSTRUCTION EN BETON					
01	- Béton de propreté : Béton de propreté dosé à 150 Kg/m ³ de ciment, d'épaisseur 0.10 m tiré à la règle et mis sous les semelles, longrines et radiers de la station.	M ³	10.00	10 000	100 000,00
02	- Béton armé : Béton armé dosé à 350 Kg/m ³ de ciment, mise en œuvre pour semelles, poutres, poteaux et dalle de couverture de la station, y compris coffrage et ferrailage et toutes sujétions éventuelles.	M ³	62.00	40 000	2 480 000,00

N	DESIGNATION DES TRAVAUX	UNITE	QUANTITE	PRIX UNITAIRE, HT (DA)	MONTANT TOTAL, HT (DA)
Maçonnerie					
01	Mise en œuvre de la maçonnerie en briques doubles parois d'épaisseur 25 cm pour les murs extérieure de l'abri, y compris toutes sujétions éventuelles, de bonne exécution.	M ²	117.00	250	29 250,00
02	- Clôture Réfection et exécution d'une clôture en dur (maçonnées, poteaux, semelles, longrines... etc), avec une porte métallique de (3.00x3.00) m, tout autour de la station, y compris toutes sujétions éventuelles, de bonne exécution.	ML	155.00	16 000	2 480 000,00
03	- Carrelage : Revêtement de sol en carreaux granito (0.25x0.25), y compris fourniture et pose sur un bain de mortier de ciment, y compris coupe, joint coulé en ciment blanc et toutes sujétions de bonne d'exécution.	M ²	100.00	1 200	60 000,00
04	- Peinture: Mise en œuvre en deux couches sur les murs, y compris toutes sujétions.	M ²	350.00	400	210 000,00
Sous-Total :				5 414 900,00	DA

○ **Réservoir 200M³ (Bâche d'aspiration) :**

Tableau VII-3 Devis quantitatif et estimatif des travaux de la bâche d'aspiration.

N	DESIGNATION DES TRAVAUX	UNITE	QUANTITE	PRIX UNITAIRE, HT (DA)	MONTANT TOTAL, HT (DA)
TERRASSEMENT					
01	-Déblais : Déblais en grande masse à toutes profondeurs de toutes natures, y compris toutes manutentions par moyens mécaniques ou manuels, et toutes sujétions éventuelles.	M ³	100.00	150	15 000,00
02	- Remblais : Mise en remblais en terre tout venant des fouilles exécution par couche de 0.20 m d'épaisseur arrosées et damées, y compris réglage de nivellement.	M ³	53.00	150	7 950,00

N	DESIGNATION DES TRAVAUX	UNITE	QUANTITE	PRIX UNITAIRE, HT (DA)	MONTANT TOTAL, HT (DA)
03	- Transport des terres : Transport à la décharge publique des terres provenant de déblais compte-tenu de leur foisonnement, y compris tous frais de dépôt à la décharge, le chargement sur véhicule et le déchargement et toutes sujétions inhérentes à la décharge publique.	M ³	47.00	250	11 750,00
CONSTRUCTION EN BETON					
01	- Béton de propreté : Béton de propreté dosé à 150 kg/m ³ . de 0.10 m d'épaisseur uniformément tiré à la règle débordant de 0.10 m sous le radier.	M ³	12.00	10 000	120 000,00
02	- Béton armé : Béton armé dosé à 400 kg/m ³ , mise en œuvre pour radier, parois, ceinture et coupole, y compris coffrage, ferrailage et toutes sujétions.	M ³	61.00	40 000	2 440 000,00
Maçonnerie					
01	- Enduit ordinaire : Enduit ordinaire sur côté extérieur de la paroi de la cuve (superstructure), y compris toutes sujétions.	M ²	182.00	200	36 400,00
02	- Enduit étanche : Enduit en ciment dosé à 400 kg/m ³ sur des parois de la cuve d'épaisseur 2 cm, y compris toutes sujétions éventuelles.	M ²	289.00	300	86 700,00
03	- Joint Water Stop : Fourniture et mise en place de Joint water stop à chaque reprise de bétonnage pour la réalisation de la cuve, y compris toutes sujétions.	ML	37.00	2 000	74 000,00
04	- Peinture : Peinture lavable sur côté extérieur de la superstructure du réservoir, y compris toutes sujétions.	M ²	182.00	400	72 800,00
Sous-Total : 2 864 600,00 DA					
MONTANT TOTAL (HT) :			8 279 500,00	DA	
MONTANT TVA (19%) :			1 407 515,00	DA	
MONTANT GLOBAL TTC :			9 687 015,00	DA	

Arrêter le présent devis quantitatif et estimatif à la somme de : neuf millions et six cent quatre-vingt-sept mille et quinze dinars.

Remarque : Ce devis représente le coût d'une seule station de pompage, les deux stations qu'on a prévu construire sont identiques et ont le même coût.

Tableau VII-4 Récapitulatif du devis estimatif du projet.

N°	DESIGNATION	MONTANT TOTAL HT (DA)	MONTANT TVA, 19% (DA)	MONTANT TOTAL TTC (DA)
01	Lot-01	413 297 050,00	78 526 439,50	491 823 489,50
02	Lot-02	16 559 000,00	2 815 030,00	19 374 030,00
MONTANT GLOBAL TTC : 511 197 519,50 DA				

Le coût total du projet est estimé à : Cinq cent onze millions et cent quatre-vingt-dix-sept mille et cinq cent dix-neuf dinars et cinquante centimes.

VII.5 Planification des travaux

Avant d’entamer la réalisation des travaux sur le chantier il faut faire une planification qui consiste en une étude théorique qui recherche constamment la meilleure façon d’utilisation de la main d’œuvre et des autres moyens.

L’objectif de la planification est de s’assurer que tout le travail se fait :

- dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau) ;
- sans retard ;
- aussi économique que possible ;

Les travaux suivant seront ordonnés selon la méthode du réseau (MPM).

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.5.1 Définitions des tâches et leurs durées

o Lot-01 : La réalisation de la conduite d’adduction

Tableau VII-5 Temps de réalisation des opérations de l’adduction.

Notation	Opération	Durée (jours)
A	Exécution des tranchées « Point de piquage – SP2 »	60
B	Exécution des tranchées « SP2 – Réservoir tampon »	30
C	Exécution des tranchées «Réservoir tampon – Réservoirs de stockage »	10
D	Pose du lit de sable «Point de piquage – SP2»	15
E	Pose du lit de sable «SP2 – Réservoir tampon»	7
F	Pose du lit de sable «Réservoir tampon – Réservoirs de stockage»	2
G	Pose canalisation «Point de piquage – SP2»	30
H	Pose canalisation «SP2 – Réservoir tampon»	15
I	Pose canalisation «Réservoir tampon – Réservoirs de stockage»	7
L	Remblayage des tranchées «Point de piquage – SP2»	20
K	Remblayage des tranchées SP2 – Réservoir tampon»	10
M	Remblayage des tranchées «Réservoir tampon – Réservoirs de stockage»	3

○ **Lot-02 : La réalisation de la station de pompage**

L’abri de la station :

Tableau VII-6 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 et les demi-poteaux.	10
E	Coulage béton longrines inférieures.	15
F	Coulage de la chape inférieure.	2
G	Coulage béton poteaux et des voiles de la salle de machines.	15
H	Coulage du béton pour longrines supérieures et de la dalle.	20
I	Maçonnerie et finition générale.	10
J	Evacuation des débris et nettoyage	6

Réservoir de 200 M3 (Bâche d’aspiration) :

Tableau VII-7 Temps de réalisation des opérations de la bâche d'aspiration.

Notation	Opération	Durée (jour)
BC	Excavation	7
BD	Pose du tout venant	2
BE	Coulage du béton de propreté.	1
BF	Coulage du béton armé du radier et de la chape de la chambre de manœuvre.	10
BG	Coulage béton armé du voile du réservoir et de la chambre	10
BH	Coulage du béton armé de la ceinture supérieure du réservoir et des poteaux de la chambre de manœuvre	10
BI	Coulage du béton armé de la coupole et de la dalle de la chambre de manœuvre	10
BJ	Remblayage et compactage.	2
BK	Maçonnerie et finition générale.	15
BL	Evacuation des débris et nettoyage	2

VII.6 La planification des tâches par la méthode (MPM)

VII.6.1 La réalisation de la conduite d'adduction

On montre le lien entre les opérations qui précèdent et qui succèdent chaque opération de réalisation de la conduite d'adduction dans le tableau suivant :

Tableau VII-8 Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l'adduction.

Opérations	Précède	Succède
A	BD	--
B	EC	A
C	F	B
D	GE	A
E	HF	BD
F	I	EC
G	LH	D
H	KI	GE
I	M	HF
L	K	G
K	M	LH
M	--	KI

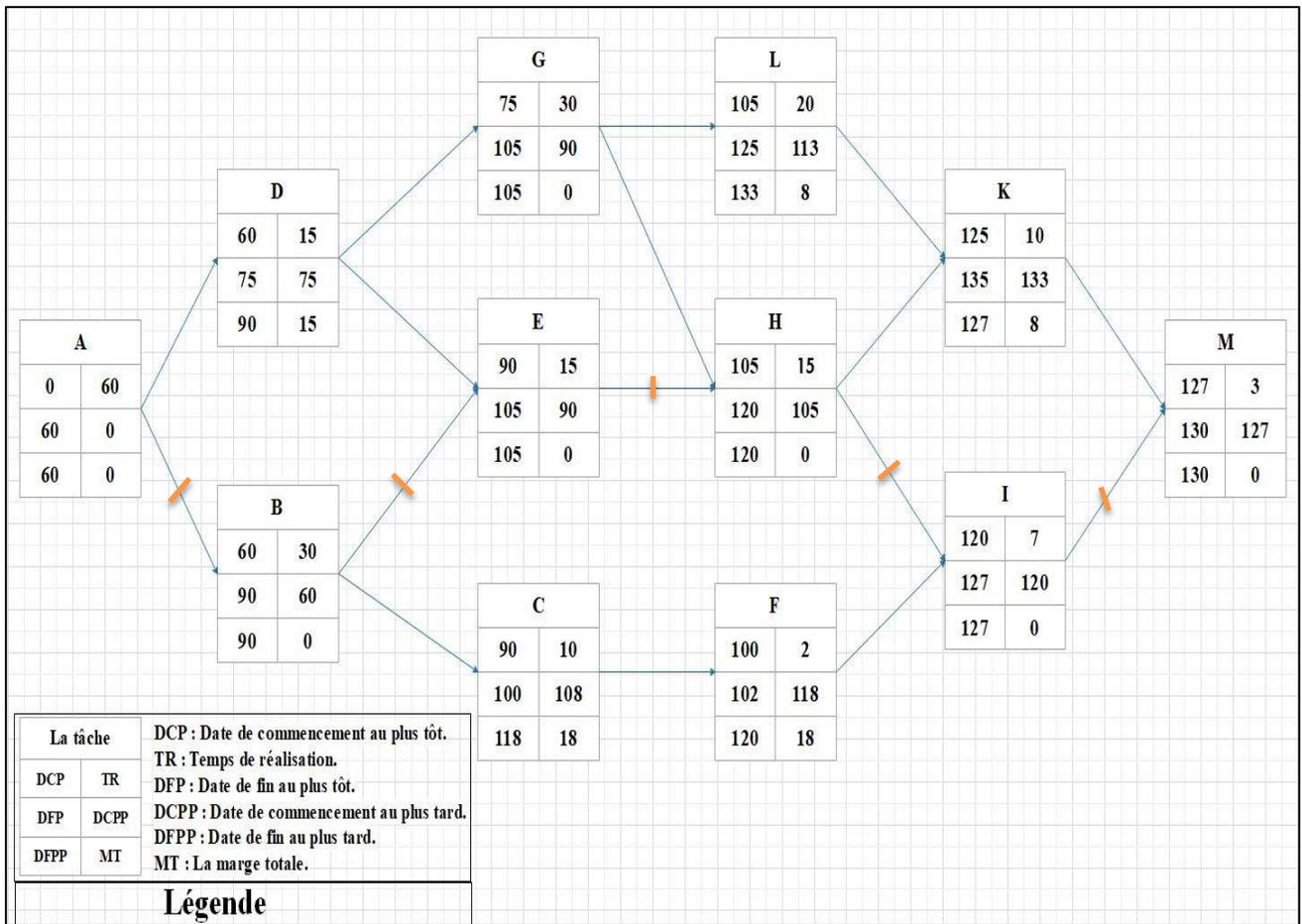


Figure VII-5 Le réseau à nœud du Lot-01.

VII.6.2 La réalisation de 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-9 Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de la station de pompage.

opérations	précède	succède	opérations	précède	succède
A	B, BC	--	BC	BD	A
B	C	A	BD	BE	BC
C	D	B	BE	BF	BD
D	E	C	BF	BG	BE
E	F	D	BG	BH	BF
F	G	E	BH	BI	BG
G	H	F	BI	BK	BH
H	I	G	BJ	BK	BH
I	J	H	BK	BL	BI, BJ
J	K	I	BL	--	BK

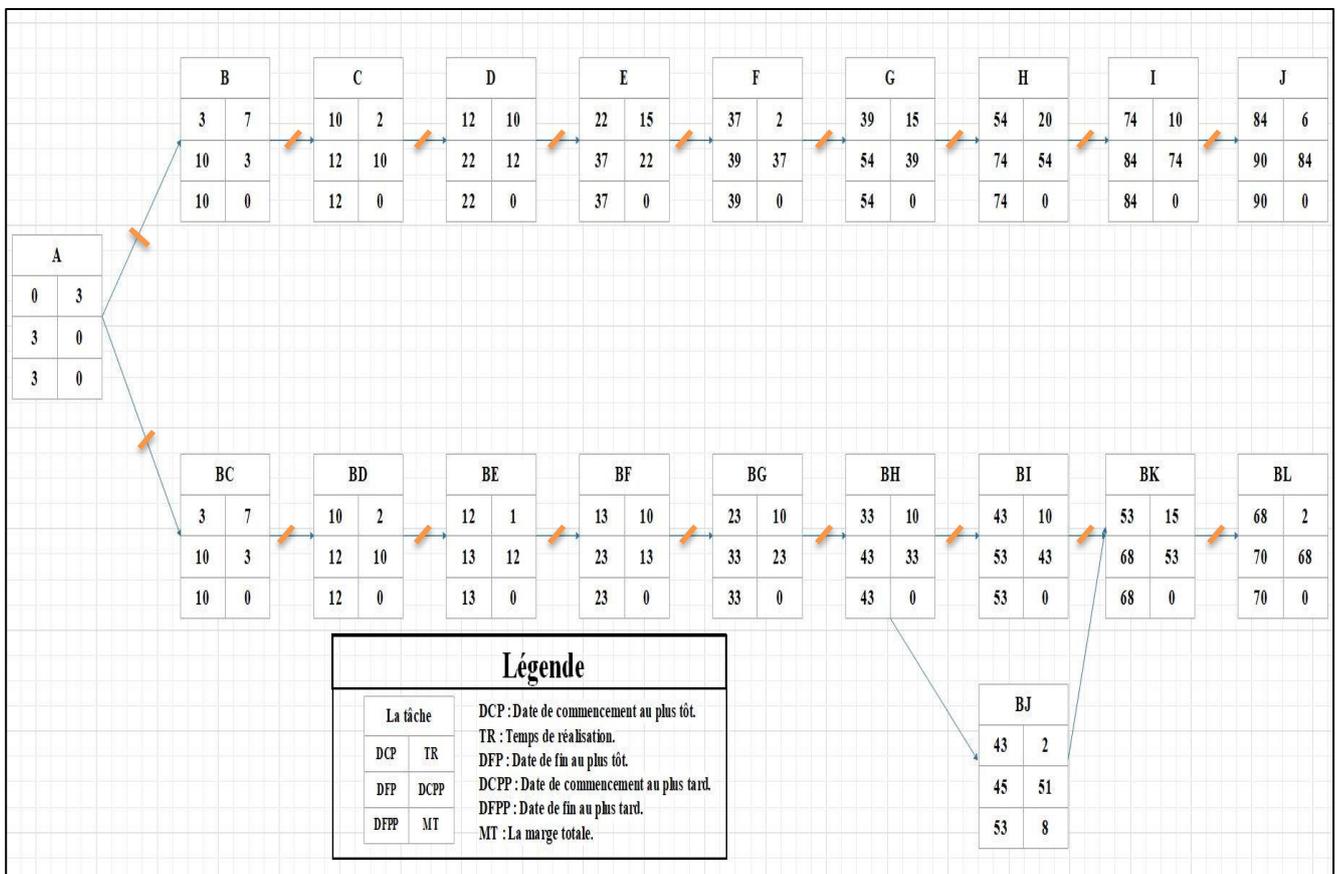


Figure VII-6 Le réseau à nœud du lot-02.

Les délais d'exécution des deux lots du projet sont les suivants :

- Lot-01 : **130 jours, soit donc 4 mois et 10 jours.**
- Lot-02 : **90 jours, soit donc 3 mois.**

Remarque : On peut entamer la réalisation des 02 lots en parallèle, donc le délai global de la réalisation de ce projet dépend des moyens humains et matériels qui seront mis à la disposition des chantiers.

VII.7 Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique

Généralement les accidents de travail imputables à des conditions dangereuses et actions dangereuses sont causés par deux facteurs :

VII.7.1 Facteurs humains :

- Manque de contrôle et négligence.
- La fatigue des travailleurs, manque de maîtrise et de responsable.
- Encombrement dans les différentes phases d'exécution des travaux.
- Erreurs de jugement ou de raisonnement.
- Importance durant les différentes phases de réalisation.
- Suivre un rythme de travail inadapté.

VII.7.2 Facteurs matériels :

- Outillage, engins, et machines de travail.
- Nature des matériaux mis en œuvre.
- La difficulté posée lors de l'exécution du travail.
- Les installations mécaniques et électriques.

Durant chaque phase de la réalisation d'un projet en alimentation en eau potable, le risque de produire un accident est éventuellement, soit dans la phase des travaux de terrassement, soit dans la réalisation des travaux de bétonnage, soit dans les installations électriques ou des installations sous pressions soit après la finition du projet (travaux d'entretien des pompes, des installations, etc.)

VII.8 Mesures préventives pour éviter les causes des accidents

VII.8.1 Protection individuelle

Pour mieux protéger contre les dangers pendant l'exercice de certaines professions, il est indispensable d'utiliser les dispositifs de protection individuelle (casques, gants, lunette protectrice).



Casque de protection.



Gants de protection.



Lunette protectrice.

Figure VII-7 Equipements de protection individuelle.

VII.8.2 Autre protections

- Toute tranchée creusée en agglomération ou sous route sera protégée par une clôture visiblement signalée de jour comme de nuit (chute de personnes et d'engins).
- Prévenir les concernés avant d'entreprendre des travaux d'excavations des tranchées et vérifier la stabilité du sol.
- Les travailleurs œuvrant à la pioche ou la pelle sont tenus à laisser une distance suffisante entre eux.

VII.8.3 Protection collective :

✓ **Équipement de mise en œuvre du béton :**

L'entrepreneur ou bien chef de chantier doit mettre en évidence les points suivants :

- Application stricte des règlements de sécurité.
- Affectation rugueuse du personnel aux commandes des points clés d'une installation moderne.

✓ **Engin de levage :**

La grue, pipe layé et autres engins par leurs précisions et possibilité de manutention variés, constituent la pose de travail où la sécurité n'admet pas la moindre négligence, alors le technicien responsable veillera à :

- Affecter des personnes compétentes.
- Procéder aux vérifications périodiques des engins selon la notice du constructeur.
- Délimiter une zone de sécurité autour des engins de levage et en particulier à éviter tout stationnement sous une charge levée.

VII.9 Conclusion

Dans ce chapitre, on a déterminé le devis général des stations de pompage et de l'adduction. En premier lieu, nous avons fait le choix des engins le plus approprié pour le bon déroulement des différentes étapes du projet

Comme deuxième étape, nous avons fait une étude estimative quantitative des volumes de travaux.

Enfin. Nous avons entrepris une planification des travaux en déterminant les délais. Ce qui est nécessaire pour le bon déroulement des travaux et le suivi de la réalisation du projet.

Conclusion générale

Conclusion générale

Ce mémoire avait pour objectif d'étudier le renforcement du système d'alimentation en eau potable de la commune d'Ain Boucif en projetant une conduite d'adduction qui va acheminer l'eau à partir d'un piquage sur la conduite gravitaire du champ captant de Birine jusqu'au réservoir tampon existant 500m³ d'Ain Boucif et cela pour répondre aux besoins de la commune en eau potable jusqu'à l'an 2050.

Il a fallu dans un premier temps de collecter les données relatives à la zone d'étude du point de vue topographie, géologie, démographie ainsi que la situation hydraulique avec l'aide des différentes administrations concernées.

Au moyen de ces données, il a été possible de se lancer dans ce travail minutieux où on a pu définir l'insuffisance des ressources actuelles pour répondre à la demande en eau potable de la région. Donc, la solution que nous avons proposé était de faire un piquage sur la conduite principale du champ captant avec un débit journalier de l'ordre de 12000m³/j.

La conduite d'adduction projetée prend départ à partir du point de piquage jusqu'à la SP1 sur un linéaire de 2307m en écoulement gravitaire, ensuite de la SP1 jusqu'à la SP2 par refoulement sur un linéaire de 16710m, enfin de la SP2 au Réservoir tampon par refoulement sur un linéaire de 8122m.

Pour assurer le débit et la charge nécessaires, nous avons prévu deux stations de pompage avec une HMT de 330m pour la SP1 et de 230m pour la SP2 et un débit total de 170 l/s pour chacune des stations, de plus, deux réservoirs d'air ont été dimensionnés afin de protéger les conduites de refoulement contre le phénomène du coup de bélier.

Enfin, dans le but de se rapprocher le maximum à la bonne marche du chantier nous avons essayé de proposer une chronologie logique d'exécution des tâches. Ainsi que des préventions à prendre pour pouvoir assurer la protection et la sécurité des ouvriers.

Au terme de ce modeste travail, il est à retenir que la bonne gestion du système d'adduction est tout aussi importante que le dimensionnement proprement dit, et ce, dans l'optique d'assurer la longévité et la pérennité du système d'adduction et ses composantes.

BIBLIOGRAPHIE

1. **Bonnin, Jacques.** *Hydraulique urbaine: appliquée aux agglomérations de petite et moyenne importance.* Eyrolles, 1986.
2. **Carlier, M.** *Hydraulique générale et appliquée.* Eyrolles, 1980.
3. **Dupont (ingénieur), André.** *Hydraulique urbaine.* Eyrolles, 1998.
4. **Lencastre, Armando.** *Hydraulique générale.* Eyrolles, 1995.
5. **Meunier, Maurice.** *Les Coups de bélier et la protection des réseaux d'eau sous pression.* Ecole nationale du génie rural, des eaux et des forêts, 1980.
6. **Pont-a-Mousson (s.a.).** *Adduction d'eau: Canalisations pour l'adduction d'eau potable et l'irrigation : Tuyaux et raccords en fonte ductile,* 1991.
7. **Guyer, J. Paul.** *An Introduction to Pumping Stations for Water Supply Systems,* 2013.
8. **Kepenyes, J.** *Chapter 16 Design of Pumping Stations.* Organisation des Nations unies pour l'alimentation et l'agriculture, 1984.

Nomenclature

PK : Point kilométrique

ΔH_t : Perte de charge totale (m).

K' : Coefficient de frottement.

L_e : Longueur équivalente de la conduite (m).

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m).

L_{e_s} : Longueur équivalente des pertes de charge singulière (m).

ΔH_t : Perte de charge totale (m).

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

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

D_{av} : Diamètre avantageux calculé de la conduite (m).

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement.

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

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

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

$\sum \Delta h$: Somme des pertes de charge linéaires et singulières (m).

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

Q : Débit à refouler (m^3/s).

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

ν : viscosité cinématique de l'eau (m^2/s).

ε : Rugosité absolue de la conduite.

P : puissance absorbée par la pompe (Kw).

H_{mt} : Hauteur manométrique totale (m).

η : rendement de la station de pompage (70 %).

E : énergie consommée pendant une année (Kwh).

P : puissance de pompage (Kw) .

t : temps de pompage par jour (h).

K : Dépenses annuelles d'énergie (DA).

δ : Prix du Kwh, varie trois fois par jour.

A : Frais d'amortissement (DA).

i : Taux d'annuité ; $i = 8 \%$.

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

R_e : Nombre de Reynolds.

L_{ref} : longueur de la conduite de refoulement (m).

$\eta_{inst_{ap,van}}$: Rendement de l'installation après le vannage (%).

$\eta_{inst_{av,van}}$: Rendement de l'installation avant le vannage (%).

H_{app} : hauteur manométrique appelée (m).

h_v : différence entre la hauteur H_c' et la hauteur appelée.

Q_{app} : débit demandé ou débit appelé.

H_{app} : hauteur manométrique totale appelé (m).

R' : rendement de rognage (%).

m : coefficient de rognage..

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 (m^3/h).

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

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

r : marge de sécurité.

V_a : vitesse d'écoulement dans la conduite d'aspiration (m/s).

P_{at} : pression atmosphérique (m.c.e).

H : altitude de la station.

T_v : tension de vapeur d'eau (m.c.e).

Δh_{asp} : Pertes de charge totale du coté aspiration.

Δh_{asp}^{lin} : Pertes de charge linéaire à l'aspiration (m).

l_r : longueur de la conduite de refoulement,

Q_a : débit refoulé par une seule pompe (m^3/s).

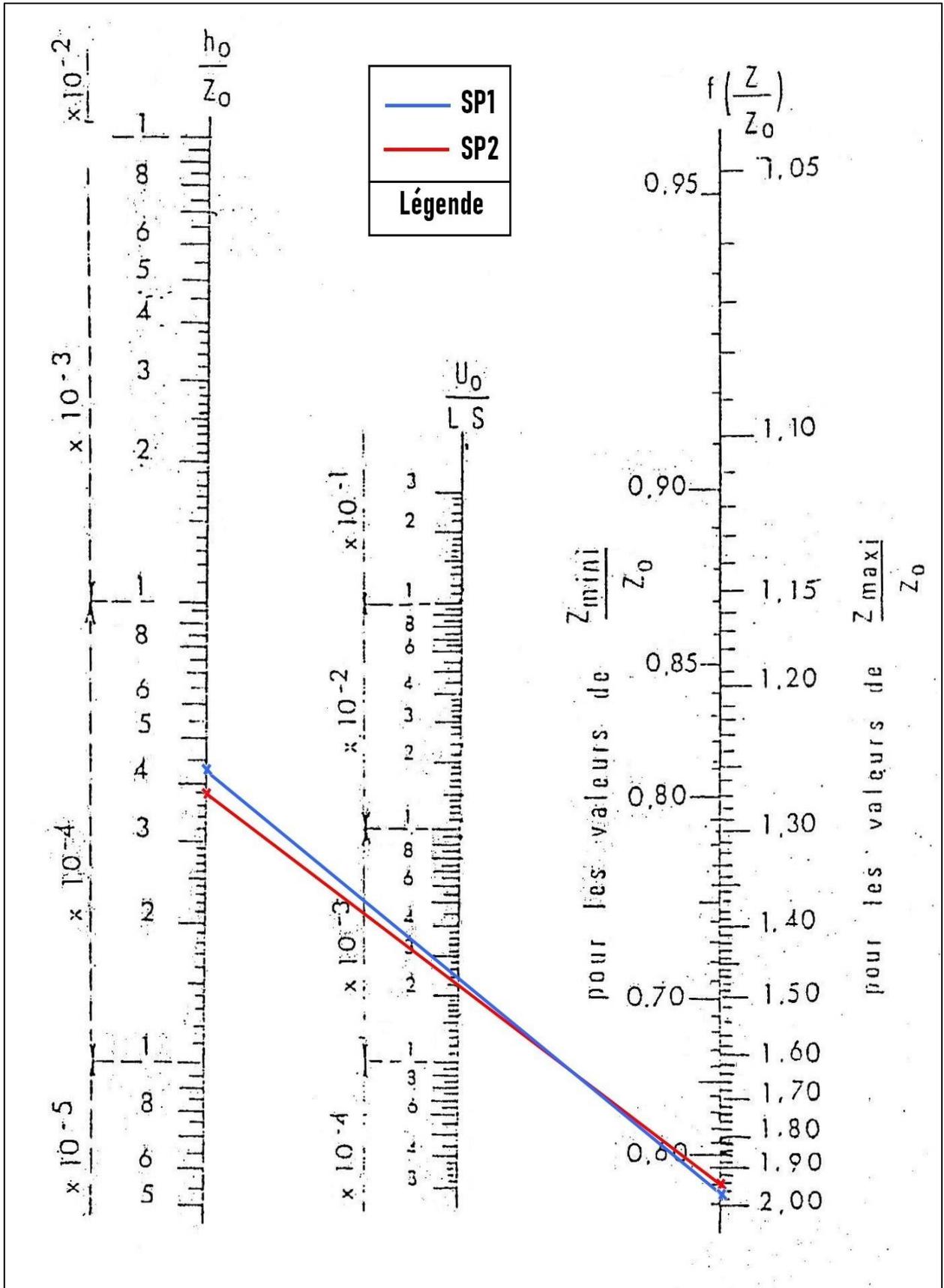
n : nombre de pompes en parallèles.

∇_{axe} : Niveau de l'axe de la pompe (mNGA).

∇_{min} : Niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (mNGA).

C_p : côte du plan d'eau dans le réservoir (mNGA).

ANNEXES



Annexe I- L'abaque de vibert avec les droites correspondantes à chaque station.

TUBE PEHD EAU PN10

Code	Désignation Article	UM	Prix MI HT	Prix MI TTC
110030201	TUBE PEHD Ø 20 PN 10 EP. 2.0 mm	ML	34,32	40,15
110030251	TUBE PEHD Ø 25 PN 10 EP. 2.0 mm	ML	43,78	51,23
110070321	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 32 PN10 EP. 2.0 mm	ML	55,10	64,47
110070401	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 40 PN 10 EP. 2.4 mm	ML	83,50	97,69
110070501	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 50 PN10 EP. 3.0 mm	ML	128,66	150,53
110070631	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 63 PN10 EP. 3.8 mm	ML	203,83	238,48
110070751	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 75 PN 10 EP. 4.5 mm	ML	289,41	338,61
110070901	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 90 PN10 EP. 5.4 mm	ML	381,88	446,80
110071101	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 110 PN10 EP. 6.6 mm	ML	568,93	665,64
110071251	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 125 PN10 EP. 7.4 mm	ML	721,36	843,99
110071601	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 160 PN10 EP. 9.5 mm	ML	1 181,58	1 382,45
110072001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 200 PN10 EP. 11.9 mm	ML	1 848,65	2 162,92
110072501	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 250 PN10 EP. 14.8 mm	ML	2 869,93	3 357,81
110073151	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 315 PN10 EP. 18.7 mm	ML	4 322,93	5 057,83
110074001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 400 PN10 EP. 23.7 mm	ML	6 936,23	8 115,39
110075001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 500 PN10 EP. 29.7 mm	ML	10 783,03	12 616,15
110076301	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 630 PN10 EP. 37.4 mm	ML	17 077,20	19 980,32

TUBE PEHD EAU PN20

Code	Désignation Article	UM	Prix MI HT	Prix MI TTC
110090201	Tube PEHD Ø 20 PN 20 EP. 3.0 mm	ML	38,00	44,46
110090251	Tube PEHD Ø 25 PN 20 EP. 3.5 mm	ML	60,57	70,86
110090321	Tube PEHD Ø 32 PN 20 EP. 4.4 mm	ML	93,71	109,64
110090401	Tube PEHD Ø 40 PN 20 EP. 5.5 mm	ML	146,28	171,15
110090501	Tube PEHD Ø 50 PN 20 EP. 6.9 mm	ML	226,56	265,07
110090631	Tube PEHD Ø 63 PN 20 EP. 8.6 mm	ML	361,70	423,18
110090751	Tube PEHD Ø 75 PN 20 EP. 10.3 mm	ML	508,54	595,00
110090901	TUBE PEHD EAU PE 100 Ø 90 PN 20 EP 10.1mm	ML	678,64	794,01
110091101	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 110 PN20 EP. 12.3 mm	ML	1 004,91	1 175,74
110091251	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 125 PN20 EP. 14.0 mm	ML	1 273,74	1 490,27
110091601	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 160 PN20 EP. 17.9 mm	ML	2 071,43	2 423,58
110092001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 200 PN20 EP. 22.4 mm	ML	3 242,24	3 793,42
110092501	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 250 PN20 EP. 27.9 mm	ML	5 043,49	5 900,88
110093151	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 315 PN20 EP. 35.2 mm	ML	7 705,89	9 015,89
110094001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 400 PN20 EP. 44.7 mm	ML	12 418,48	14 529,62
110095001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 500 PN20 EP. 55.8 mm	ML	19 337,24	22 624,58
110096301	TUBE PEHD EAU PE 100 Ø 630 PN 20 EP 70.3 mm	ML	30 722,26	35 945,05

TUYAUX FONTE DUCTILE - AEP

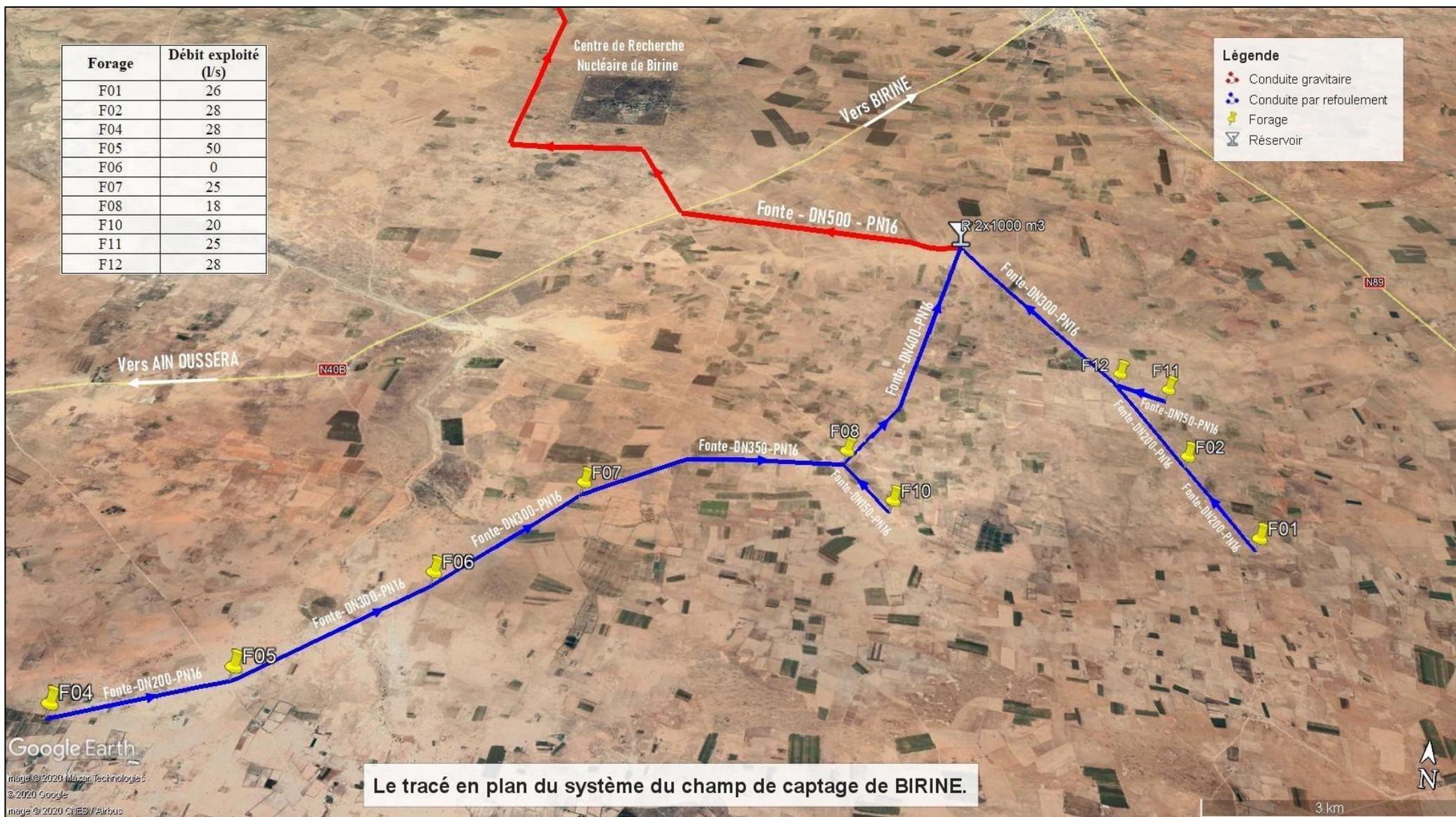
EN 545

ISO 2531

DN	Diamètre extérieur DE		Epaisseur fonte 'e' (K9)		Pression minimale d'essai en usine (bar) K9	Epaisseur fonte 'e' (C40)		Pression minimale d'essai en usine (bar) C40
	Nominal (mm)	Tolérance (mm)	Nominal (mm)	Tolérance (mm)		Nominal (mm)	Tolérance (mm)	
80	98	+1 à - 2.7	6,0	-1,3	50	4,8	-1,3	40
100	118	+1 à - 2.8	6,0	-1,3	50	4,8	-1,3	40
125	144	+1 à - 2.8	6,0	-1,3	50	4,8	-1,3	40
150	170	+1 à - 2.9	6,0	-1,5	50	5,0	-1,5	40
200	222	+1 à - 3.0	6,3	-1,5	50	5,4	-1,5	40
250	274	+1 à - 3.1	6,8	-1,6	50	5,8	-1,6	40
300	326	+1 à - 3.3	7,2	-1,6	50	6,2	-1,6	40
350	378	+1 à - 3.4	7,7	-1,7	40	7,0	-1,7	40
400	429	+1 à - 3.5	8,1	-1,7	40	7,8	-1,7	40
450	480	+1 à - 3.6	8,6	-1,8	40	-	-	-
500	532	+1 à - 3.8	9,0	-1,8	40	-	-	-
600	635	+1 à - 4.0	9,9	-1,9	40	-	-	-
700	738	+1 à - 4.3	10,8	-2	32	-	-	-
800	842	+1 à - 4.5	11,7	-2,1	32	-	-	-
900	945	+1 à - 4.8	12,6	-2,2	32	-	-	-
1000	1048	+1 à - 5.0	13,5	-2,3	32	-	-	-

La classe d'épaisseur des tuyaux est marquée sur le fût lorsqu'elle diffère de la classe K9. Ainsi, les tuyaux classe C40 sont marqués 'C40' selon la norme NF EN 545 : 2007.

Electrosteel peut également fournir, à la demande de ses clients, des tuyaux classes K7, K8, K10, K12. L'épaisseur de la paroi fonte est donnée par la formule: $e = K(0.5 + 0.001DN)$.



Annexe IV – Le tracé en plan du système du champ de captage de BIRINE.

Source : Subdivision des ressources en eau – Ain Boucif
 Rapport mensuel du mois d’Avril 2020

