

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Approvisionnement en eau potable des 7000 logements de sidi serhan à partir du transfert de Magtaa lazrag (w. Blida).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0010-18

APA Citation (APA توثيق):

Bennia, Mohammed El-Mahdi (2018). Approvisionnement en eau potable des 7000 logements de sidi serhan à partir du transfert de Magtaa lazrag (w. Blida)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME:

**Approvisionnement en eau potable des 7000 logements
de SIDI SERHAN à partir du transfert de
MAGTAA LAZRAG (W. Blida)**

Présenté Par :

BENNIA Mohammed El-Mahdi

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M ^r AMMARI Abdelhadi	M.C.B	Président
M ^{me} BELLABES Salima	M.A.A	Examinatrice
M ^r BOUFEKANE Abdelmadjid	M.A.A	Examinateur
M ^{me} DERNOUNI Fouzia	M.A.A	Examinatrice
M ^{me} MOKRANE Wahiba	M.A.A	Promotrice

Session juin- 2018

Remerciements

Au terme de ce travail je remercie le bon dieu qui m'a donné la force et la sagesse de mener ce travail à son achèvement.

Mon respect au président et aux membres du jury qui me feront l'honneur d'apprécier et de corriger mon travail.

Une grande reconnaissance envers ma promotrice M^{me} MOKRANE WAHIBA, pour sa disponibilité, ses judicieux conseils ainsi que sa confiance en mon travail.

Je tiens à remercier M^r AMMARI ABDELHADI, d'avoir accepté de présider mon jury de soutenance,

Egalement les membres du jury, M^{me} BELLABES SALIMA, M^r BOUFEKANE ABDELMADJID, M^{me} DERNOUNI FOUZIA

A tous le corps enseignant et le personnel de l'ENSH qui veillent sur notre bonne formation.

Aux gens de la (DRE de Blida) et la (DRE de M'sila)

A tous mes amis.

Dédicace

C'est avec profonde gratitude et sincère mots, que je dédie ce modeste travail de fin d'étude

A mes chers parents qui m'ont donné tout pour que j'avance et je réussisse.

A mes adorables frères

A toute ma grande famille

A tous mes amies surtout de l'ENSH sans exception et ceux qui me sont chers et je n'ai pas cité leurs noms.

Finalement à tous ceux qui ont cru de moi et qui m'ont aidé ne serait-ce que par un sourire sincère.

ملخص:

نظرا للتوسع الديمغرافي الكبير الذي تشهده مدينة بوينان في الاونة الأخيرة وكذا انشاء عدة مجمعات سكنية جديدة بالمنطقة، صار من الضروري البحث عن مصادر مياه جديدة قصد تزويد هاته المجمعات بالماء الصالح للشرب.

تهدف دراستنا الى تزويد المجمعين السكانيين (7000 مسكن) بمنطقة سيدي سرحان الواقعة بمرتفعات بوينان بالماء الصالح للشرب من خلال انجاز كافة المنشآت اللازمة قصد تصفية ونقل المياه من الحاجز المائي (مقطع الأزرق). وتتطرق هاته الدراسة الى تحديد ابعاد لانابيب، حجم الخزانات، ابعاد وعدد محطات الضخ وحماية الأنابيب و مختلف القطع والأجهزة من ظاهرة المطرقة المائية، وتحديد طريقة انجاز المشروع مع تبين مختلف الوسائل اللازمة لذلك.

الكلمات الدالة: مطرقة مائية، تزويد، الماء الصالح للشرب، خزانات مائية، حاجز مائي، محطة ضخ، الأنابيب.

Résumé :

Vu à la croissance démographique importante de la ville de Bouinan ainsi que la construction des nouveaux complexes résidentiels, il est devenu impératif de trouver de nouvelles sources afin de les alimenter.

Cette étude visant à alimenter deux complexes résidentiels (7000 logements) situés à Sidi Serhane sur les hauteurs de la ville de Bouinan par l'eau potable grâce à la réalisation de tout ouvrage nécessaire pour le traitement et le transfert d'eau à partir du barrage (Magtaa Lazrag). Notre travail consiste à dimensionner le système d'adduction y compris les réservoirs et les stations de pompage, mettre un dispositif de protection des conduites et des accessoires contre le phénomène du coup de bélier et établir une méthodologie de mise en œuvre du projet et les moyens déployés pour son exécution.

Mots clés : coup de bélier, transfert, l'eau potable, réservoirs, barrage, station de pompage, conduites.

Abstract:

Due to population growth of the city of Bouinan as well as the building of new residential complexes, it becomes imperative to find new sources of water supply for these complexes.

This study aims to provide water for two residential complexes (7000 housing units) which are located in Sidi Serhane zone, the municipality of Bouinan, by constructing all necessary structures to treat and carrying water from the dam of Magtaa Lazrag. Our work includes the dimensioning the water supply system, tanks and pumping stations, insuring a protection against water hammer and implementing an action plan for the execution of the project.

Keywords: water hammer, water, tanks, dam, pumping station, pipes.

Sommaire

Introduction Général	1
I. Chapitre I : Présentation de la zone d'étude	
Introduction:	2
I.1 Situation géographique de la zone d'étude :	2
I.2 Situation topographique :	3
I.3 Situation climatologique :	3
I.3.1 Climatologie :	3
I.3.2 Températures :	3
I.3.3 Humidité :	4
I.3.4 Pluviométrie :	4
I.4 Géologie :	5
I.5 Sismicité :	5
I.6 Situation démographique	5
I.7 Situation hydraulique.....	5
Conclusion :	6
Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable	
Introduction :	7
II.1 Estimation de la population :	7
II.2 Catégories des besoins :	7
II.3 Choix de la dotation :	8
II.4 Estimation des besoins :	8
II.4.1 Détermination de la consommation moyenne journalière :	8
II.4.2 Partie haute (5000 logements) :	8
II.4.3 Partie basse (2000 logements) :	10
II.5 Fuites et pertes :	11
II.6 Consommation en eau totale moyenne :	11
II.7 Etude de la variation des débits journaliers :	11
II.8 Etude de la variation des débits horaires :	12
II.9 Récapitulation des débits horaire :	15
Conclusion :	15
Chapitre III : Présentation de la chaine de traitement	
Introduction	16
III.1 Présentation de la source	16
III.1.1 Situation géographique.....	16

III.1.2	Hydroclimatologie	17
III.1.3	Géologie locale	19
III.2	La qualité de l'eau d'oued El-Harrach.....	19
III.3	Présentation de la station de traitement monobloc	21
III.4	Description de la chaîne de traitement	27
III.4.1	Traitement de coagulation-floculation.....	27
III.4.2	Décanteur lamellaire.....	28
III.4.3	Traitement de filtration.....	28
III.4.4	La Désinfection.....	29
	Conclusion.....	30

Chapitre IV : Etude d'adduction

	Introduction	31
IV.1	Définition du réseau d'adduction :	31
IV.2	Types d'adduction (1) :.....	31
IV.2.1	Adduction gravitaire :	31
IV.2.2	Adduction par refoulement :	31
IV.2.3	Adduction mixte :	31
IV.3	Critères du choix du tracé :.....	31
IV.4	Choix des matériaux de canalisation :	32
IV.4.1	Acier	32
IV.4.2	Fonte ductile	33
IV.4.3	PRV (Polyester Renforcé de fibre de Verre) (2)	33
IV.4.4	PVC (Polychlorure de vinyle)	34
IV.4.5	PEHD (polyéthylène)	34
	Conclusion.....	35
IV.5	Méthode de calcul.....	36
IV.5.1	Cas d'un écoulement gravitaire	36
IV.5.2	Cas de refoulement	37
IV.5.3	Autre méthode de la détermination du diamètre économique (1) :	38
IV.6	Etude de l'adduction.....	42
IV.6.1	Mobilisation des eaux brutes vers la station de traitement	42
IV.6.2	Adduction par refoulement des eaux traitées vers le réservoir tampon projeté.....	47
IV.6.3	Le choix de la meilleure variante pour la deuxième partie.....	62
IV.6.4	Tronçon gravitaire du RT (CTN 535m) vers le réservoir de distribution de 7000 logements Sidi Serhane : 63	
	Conclusion.....	65

Chapitre V : Etude de stockage

Introduction	66
V.1 Fonction des réservoirs	66
V.1.1 Fonctions techniques	66
V.1.2 Fonctions économiques	66
V.2 Classification des réservoirs (3)	67
V.3 Choix des réservoirs	67
V.4 Emplacement des réservoirs	67
V.5 Equipement des réservoirs (4)	68
V.5.1 Une chambre de visite :	68
V.5.2 Une conduite d'arrivée d'eau :	68
V.5.3 Une conduite de départ d'eau :	68
V.5.4 Un compteur :	68
V.5.5 Plusieurs vannes :	69
V.5.6 Une boîte à boue :	69
V.5.7 Un régulateur de pression :	69
V.5.8 Une ventouse automatique :	69
V.5.9 Une réserve d'eau :	69
V.5.10 Une aération :	70
V.5.11 Un accès :	70
V.5.12 Une vidange :	70
V.5.13 Un trop-plein :	70
V.5.14 Une crépine :	70
V.5.15 Un robinet et un flotteur de fermeture :	70
V.5.16 Un clapet anti-retour en sortie de vidange :	71
V.6 Capacité des réservoirs	72
V.7 Principe de calcul	72
V.7.1 La méthode analytique.....	73
V.7.2 Méthode graphique	73
V.8 Dimensionnement des réservoirs	74
V.8.1 Réservoir de distribution	74
V.8.2 Réservoirs des stations de pompage	75
V.8.3 Dimensionnement du réservoir tampon.....	76
Conclusion.....	78

Chapitre VI : Etude du pompage

Introduction	79
VI.1 Choix de l'emplacement de la station de pompage	79
VI.2 Choix d'équipement hydromécanique et énergétique	79

VI.3	Choix du type de pompe.....	79
VI.4	Choix du nombre de pompes.....	79
VI.5	Couplage des pompes.....	80
VI.5.1	Couplage en parallèle.....	80
VI.5.2	Couplage en série.....	80
VI.6	Points de fonctionnement des pompes.....	80
VI.6.1	Courbe caractéristique résultante des conduites.....	80
VI.6.2	Pertes de charge linéaires.....	81
VI.6.3	Pertes de charge singulières.....	81
VI.6.4	Pertes de charge totales.....	81
VI.7	Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données.....	81
VI.7.1	Débit disponible > Débit appelé.....	81
VI.7.2	Débit disponible < Débit appelé.....	82
VI.8	Etude de la cavitation.....	83
VI.8.1	Calcul de la hauteur d'aspiration admissible.....	83
VI.8.2	Calage de la pompe.....	84
VI.9	Génie civil de la station de pompage.....	85
VI.9.1	Bâtiment de la station de pompage.....	85
VI.10	Dimensionnement des stations de pompage de notre adduction.....	87
VI.10.1	La station de pompage SP1.....	87
VI.10.2	La station de pompage SP2.....	92
VI.10.3	La station de pompage SP3.....	101
	Conclusion.....	109

Chapitre VII : Pose et protection des conduites

	Introduction.....	110
VII.1	Pose de canalisation (5).....	110
VII.1.1	Réalisation de la tranchée.....	110
VII.1.2	Remplissage de tranchée.....	111
VII.1.3	Profondeur de tranchée.....	111
VII.1.4	Largueur de tranchée.....	112
VII.1.5	Précaution de pose.....	112
VII.1.6	Butées et amarrages des conduites (6).....	112
VII.2	Phénomène du coup de bélier (7).....	114
VII.2.1	Principe et manifestations.....	114
VII.2.2	Les causes du coup de bélier :.....	115
VII.2.3	Conséquences du coup de bélier.....	115
VII.2.4	Moyens de prévention.....	115

VII.2.5	Protection de notre adduction contre le coup de bélier.....	116
	Conclusion.....	124
Chapitre VIII : Organisation du chantier		
	Introduction	125
VIII.1	Calcul du volume des travaux l'adduction	125
VIII.1.1	Implantation du tracé des tranchées sur le terrain.....	125
VIII.1.2	Nivellement de la plate-forme de pose	125
VIII.1.3	Excavation des tranchées.....	125
VIII.1.4	Lit de sable	127
VIII.1.5	Le volume des remblais	127
VIII.2	Calcul du volume des travaux des stations de pompage.....	128
VIII.2.1	Décapage	128
VIII.2.2	Excavation	128
VIII.2.3	Béton de propreté.....	128
VIII.2.4	Béton armé.....	128
VIII.2.5	Remblai.....	128
VIII.2.6	Maçonnerie	128
VIII.3	Calcul des volumes des travaux des réservoirs.....	129
VIII.4	Evaluation du projet.....	129
VIII.4.1	Adduction	129
VIII.4.2	Stations de pompage	130
VIII.4.3	Les réservoirs.....	130
VIII.5	Les Engins (8).....	130
VIII.5.1	La pelleteuse (ou pelle hydraulique).....	131
VIII.5.2	Le chargeur (ou chargeuse)	132
VIII.5.3	Les tractopelles	133
VIII.5.4	Engins de compactage	133
VIII.5.5	Engins de transport	134
	Conclusion.....	134
Conclusion générale.....		135

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I- 1 Caractéristiques de la station Dar El Beida.....	3
Tableau I- 2 Variations de la température à la station de Dar El Beida 1980-2010	4
Tableau I- 3 Caractéristiques de la station de Soumâa	4
Tableau I- 4 Précipitations moyennes mensuelles (1990-2016).....	4

Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable

Tableau II- 1 Estimation de la population des 7000 logements.....	7
Tableau II- 2 Consommation moyenne journalière domestique (partie haute)	8
Tableau II- 3 Consommation moyenne journalière scolaires (partie haute).....	8
Tableau II- 4 Consommation moyenne journalière sanitaire (partie haute)	9
Tableau II- 5 Consommation moyenne journalière socioculturels (partie haute)	9
Tableau II- 6 Consommation moyenne journalière commerciaux	9
Tableau II- 7 Consommation moyenne journalière administratifs	9
Tableau II- 8 Consommation moyenne journalière domestique (partie basse)	10
Tableau II- 9 Consommation moyenne journalière scolaire (partie basse)	10
Tableau II- 10 Consommation moyenne journalière socioculturels (partie basse)	10
Tableau II- 11 Consommation moyenne journalière commerciaux (partie basse).....	10
Tableau II- 12 Consommation moyenne journalière administratifs (partie basse).....	11
Tableau II- 13 Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale	11
Tableau II- 14 Les besoins en eau maximale et minimale journalière	12
Tableau II- 15 Variation de débit horaire pour les 7000 logements	13
Tableau II- 16 Récapitulation des débits horaire.....	15

Chapitre III : Présentation de la chaîne de traitement

Tableau III- 1 Caractéristiques de la station de Douar Makli.....	17
Tableau III- 2 Précipitations moyennes mensuelles (station de Douar makli) (1980-2014)	18
Tableau III- 3 variations de la température moyenne, maximale et minimale à la station de Dar El Beida 1980-2010 (ONM)	18
Tableau III- 4 Tensions de vapeur enregistrées à Dar El Beida	18
Tableau III- 5 Débits d'eau maximum enregistré au niveau d'oued el Harrach.....	19
Tableau III- 6 Les caractéristiques de la conduite gravitaire projetée.....	47

Chapitre IV : Etude d'adduction

Tableau IV- 1 Valeurs de K' , β m.....	37
Tableau IV- 2 Variation journalière des tarifs de l'énergie	41
Tableau IV- 3 caractéristique de la conduite existante du tronçon (SP1-R2000).....	46
Tableau IV- 4 Calcul HMT du tronçon (SP2-SP3)	49
Tableau IV- 5 Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SP2-SP3).....	49

Tableau IV- 6 Frais d'exploitations du tronçon (SP2-SP3)	49
Tableau IV- 7 Bilan d'exploitation et d'amortissement du tronçon (SP2-SP3)	49
Tableau IV- 8 Calcul HMT du tronçon (SP3-SP4)	51
Tableau IV- 9 Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SP3-SP4).....	51
Tableau IV- 10 Frais d'exploitation du tronçon (SP3-SP4).....	51
Tableau IV- 11 Bilan d'exploitation et d'amortissement du tronçon (SP3-SP4)	51
Tableau IV- 12 Calcul HMT du tronçon (SP4-RT).....	53
Tableau IV- 13 Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SP4-RT)	53
Tableau IV- 14 Frais d'exploitations du tronçon (SP4-RT).....	53
Tableau IV- 15 Bilan d'exploitation et d'amortissement du tronçon (SP4-RT).....	53
Tableau IV- 16 Devis estimatif de la réalisation et équipement des stations de pompage.....	55
Tableau IV- 17 Calcul HMT du tronçon (SP2-SP3)	57
Tableau IV- 18 Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SP2-SP3).....	57
Tableau IV- 19 Frais d'exploitation du tronçon (SP2-SP3).....	57
Tableau IV- 20 Frais d'amortissement du tronçon (SP2-SP3).....	58
Tableau IV- 21 Calcul HMT du tronçon (SP3-RT).....	59
Tableau IV- 22 Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SP3-RT)	59
Tableau IV- 23 Frais d'exploitations du tronçon (SP3-RT).....	59
Tableau IV- 24 Bilan d'exploitation et d'amortissement du tronçon (SP3-RT).....	60
Tableau IV- 25 Devis estimatif de la réalisation et équipement des stations de pompage.....	61
Tableau IV- 26 Comparaison entre les variantes.....	62
Tableau IV- 27 Devis estimatif total des stations de pompage (couts de génie civil inclus)	62
Tableau IV- 28 Les caractéristiques du tronçon (RT-RD)	63
Tableau IV- 29 Les vitesses pour différents diamètres de la conduite PEHD PN16.....	64

Chapitre V : Etude de stockage

Tableau V- 1 Classification des réservoirs	67
Tableau V- 2 Calcul du volume du réservoir de stockage pour les 7000 logements AADL.....	74
Tableau V- 3 Caractéristiques des réservoirs de reprises d'eau pour les stations de pompage SP2, SP3	76
Tableau V- 4 Caractéristiques du réservoir tampon	78

Chapitre VI : Etude du pompage

Tableau VI- 1 Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température.	84
Tableau VI- 3 Caractéristiques des différentes pompes disponibles	88
Tableau VI- 4 Caractéristiques du moteur.....	90
Tableau VI- 5 Fiche technique de la station de pompage (SP2).....	92
Tableau VI- 6 Caractéristiques des différentes pompes disponibles ne fonction de leur nombre.....	93
Tableau VI- 8 Caractéristiques du moteur de la SP2.....	95
Tableau VI- 9 Fiche technique de la SP3	101
Tableau VI- 10 Caractéristiques des différentes pompes disponibles en fonction de leur nombre	102
Tableau VI- 12 Les caractéristiques du moteur de la SP3.....	104

Chapitre VII : Pose et protection des conduites

Tableau VII- 1 Calcul de la célérité d'onde dans les tronçons	117
Tableau VII- 2 Calcul de la hauteur en cas d'un coup de bélier (surpression et dépression)	119
Tableau VII- 3 Le temps de retour pour le tronçon (RT-RD)	119
Tableau VII- 4 caractéristiques des tronçons de refoulement.....	123
Tableau VII- 5 Caractéristiques du tronçon SP2-SP3	123
Tableau VII- 6 Caractéristiques du tronçon SP3-RT	123
Tableau VII- 7 Volumes des réservoirs d'air	124

Chapitre VIII : Organisation du chantier

Tableau VIII- 1 Calcul des volumes pour l'adduction	127
Tableau VIII- 2 Les dimensions du bâtiment des stations de pompage	128
Tableau VIII- 3 Récapitulation des volumes des travaux pour les deux stations de pompage.....	129
Tableau VIII- 4 Récapitulation des volumes des travaux pour les réservoirs	129
Tableau VIII- 5 Estimation des devis des travaux et fournitures de l'adduction	129
Tableau VIII- 6 Estimation des devis des travaux et fournitures pour les stations de pompage	130
Tableau VIII- 7 Estimation des devis des travaux et fournitures pour les réservoirs	130

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure I- 1 Carte Administrative de la Wilaya de Blida.....	2
Figure I- 2 Image satellitaire de la situation des 7000 logements AADL de Sidi Serhane	3
Figure I- 4 Carte géologique de la région d'étude.....	5

Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable

Figure II- 1 Répartition des débits horaires	14
Figure II- 2 Courbe intégrale de la consommation horaire.....	14

Chapitre III : Présentation de la chaine de traitement

Figure III- 1 Extrait de la carte topographique de Blida représente la situation du site de Magtaa lazrag.....	16
Figure III- 2 Photo du barrage de Magtaa lazrag.....	17
Figure III- 3 Photo de la station de traitement monobloc	21
Figure III- 4 Image satellitaire représente la situation de la station de traitement.....	22
Figure III- 5 Photo du bassin de floculation et décantation.....	25
Figure III- 6 Schéma d'un bassin de floculation décantation.....	25
Figure III- 7 Photo d'un bassin de décantation (source : formhyd)	26
Figure III- 8 Photo d'un bassin de décantation	26

Chapitre IV : Etude d'adduction

Figure IV- 1 Image satellitaire représente le tracé de la mobilisation des eaux brutes vers la station de pompage	42
Figure IV- 3 Schéma vertical partie 01 (refoulement du SP1 vers R2000).....	45
Figure IV- 4 Image satellitaire représente le tracé de la variante N°1.....	48
Figure IV- 5 Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon (SP2-SP3)	50
Figure IV- 6 Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon (SP3-SP4)	52
Figure IV- 7 Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon (SP4-TP)	54
Figure IV- 8 Image satellitaire représente le tracé de la variante N°2.....	56
Figure IV- 9 Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon (SP2-SP3)	58
Figure IV- 10 Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon (SP4-TP)	60
Figure IV- 11 image satellitaire représente le tracé du tronçon gravitaire (réservoir tampon-réservoir de distribution)	63

Chapitre V : Etude de stockage

Figure V- 1 Schéma de fonctionnement d'un réservoir	72
---	----

Chapitre VI : Etude du pompage

Figure VI- 1 Choix du type du bâtiment.....	85
Figure VI- 2 Courbes caractéristiques de la pompe.....	89
Figure VI- 3 Photo de la station de pompage de Magtaa Lazrag	91
Figure VI- 5 Schéma de dimensions de la pompe	95
Figure VI- 6 Schéma installation de la station de pompage SP2.....	96
Figure VI- 8 Schéma de dimensions de la pompe	104

Chapitre VII : Pose et protection des conduites

Figure VII- 1 Pose de canalisation dans un terrain ordinaire	110
Figure VII- 2 Pose des canalisations en plastique	111
Figure VII- 3 Butée sur un coude horizontal	113
Figure VII- 4 Butée sur un coude horizontal	113
Figure VII- 5 Butée sur un cône	113
Figure VII- 6 Amarrage sur une conduite (cas d'un terrain incliné)	113
Figure VII- 7 principe du coup de bélier	114
Figure VII- 8 répartition du coup de bélier : fermeture rapide	118
Figure VII- 9 répartition du coup de bélier : fermeture progressive.....	118
Figure VII- 10 Réservoir d'air anti-bélier	121
Figure VII- 11 Cheminée d'équilibre	121

Chapitre VIII : Organisation du chantier

Figure VIII- 1 Une pelleteuse sur roues	131
Figure VIII- 2 Un chargeur sur roues	132
Figure VIII- 3 une tractopelle sur roues	133
Figure VIII- 4 Plaque vibrante à guidage manuel	134
Figure VIII- 5 Camion de transport des terres de 8 tonnes.....	134

Liste des planches

Planche 01 : Tracé de la conduite d'adduction

Planche 02 : Profile Piézométrique

Planche 03 : Plan de la station de traitement

Planche 04 : Schéma Synoptique du transfert (Magtaa Lazrag-Sidi Serhane)

Planche 05 : Plan de la station de pompage SP2

Nomenclature

- A : Frais d'amortissement (DA).
- a : Célérité d'onde (m/s).
- DRE : Direction des ressources hydrique
- dot : Dotation journalière (l/j/hab.).
- D : Diamètre (m).
- E : Energie consommée pendant une année (Kwh).
- H : Hauteur utile optimale d'eau (m).
- Hp : Hauteur de la pompe (m).
- Hs : Hauteur du socle (m).
- H0 : Pression minimal (m).
- Happ : Hauteur manométrique appelée (m).
- i : Taux d'annuités
- K : Dépenses annuelles d'énergie (DA).
- Kmax,j : Coefficient d'irrégularité maximum journalier .
- Kmin,,j : Coefficient d'irrégularité minimum journalier .
- n : Durée de l'amortissement de la conduite,
- N : Nombre de consommateurs (hab).
- Nm : Vitesse de rotation du moteur (tr/mn).
- Np : Vitesse de rotation de la pompe (tr/mn).
- Pmoy : Précipitations moyennes annuelles(mm).
- P : Puissance de pompage (Kw).
- Pm : Puissance du moteur(watt)
- Qperte : Débit des pertes.
- Qdom : Débit domestique.
- Qmoy j : Consommation moyenne journalière (m³/j).
- Qmax,j : Débit de consommation maximum journalier(m³/j).
- RT : Réservoir tampon.
- RD : Réservoir de distribution.
- ST : Station de traitement.
- BC : Brise charge.

Introduction Générale

INTRODUCTION GENERALE

L'eau est un élément vital pour la survie et le développement sociale et économique du pays, il est parmi les richesses naturelles les plus précieuses du monde.

L'approvisionnement en eau potable est l'un des services les plus indispensables dans l'échelle de développement des sociétés, dont le fonctionnement efficace est d'une importance primordiale pour permettre leur croissance et une réalisation significative de leurs plans et objectifs.

L'expansion démographique et l'élévation du niveau de vie ont engendrées une demande en eau potable sans cesse, ce qui se traduit par la mobilisation des services de l'eau pour exploiter toute source disponible afin de satisfaire ces besoins croissants. C'est dans ce contexte que se trouve la région de Bouinan (W. Blida), et vue à la construction d'une nouvelle ville, la direction hydraulique de la wilaya a décidé de mobiliser les eaux du barrage de « Magtaa Lazrag » afin d'alimenter deux groupes résidentielles (7000 logement Sidi Serhane) en eau potable.

L'objet de notre étude est de dimensionner les composants de l'adduction nécessaire au transfert des eaux de « Magtaa Lazrag » vers l'ouvrage de stockage destiné à la distribution. Pour cela nous allons :

- Tout d'abord, collecter les données de notre zone d'étude, faire une estimation des besoins de l'agglomération et la détermination des variations (horaires, journaliers, ...) des débits, préciser les caractéristiques physico-chimiques de la source, et évoquer les différentes étapes de la chaîne de traitement.
- Ensuite, dimensionner et de projeter d'une façon technico-économique les différents ouvrages nécessaires, et assurer la protection de ces ouvrages.
- Dégager, enfin, les perspectives pour un bon déroulement et organiser des travaux.

Et nous terminerons, notre travail par une conclusion générale.

Chapitre I :

Présentation de la zone d'étude

Introduction:

Ce chapitre comprend une description générale sur l'ensemble des caractéristiques de la région d'étude ainsi que toutes les données du point de vue géographique, topographique, climatologique, géologique, démographique et hydraulique.

I.1 Situation géographique de la zone d'étude :

SIDI SERHAN est une zone qui se situe dans les hauteurs de la commune de BOUINAN.

La ville de BOUINAN est située à 14km à l'Est de BLIDA et à 35km au sud d'Alger, elle est délimitée comme suit :

- Au Nord par la commune de Boufarik et la commune de Chebli.
- Au Sud par la commune de Hammam Melouane et la commune de Chréa.
- A l'Est par la commune de Chebli.
- A l'Ouest par la commune de Soumâa.

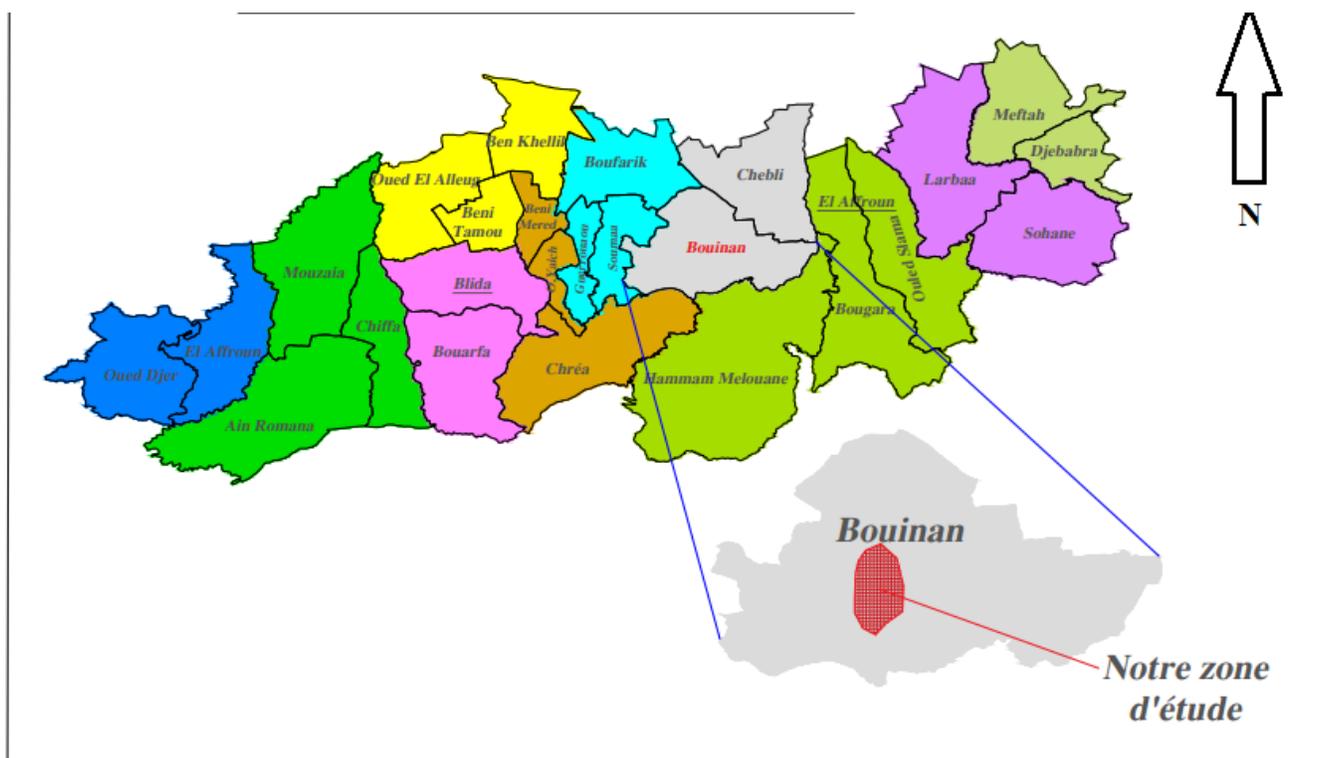


Figure I- 1 Carte Administrative de la Wilaya de Blida

Les logements AADL de Sidi Serhane sont implantés au Sud de la ville de Bouinan. Ils sont regroupés autour de la route RN37, menant à CHÉRIA.

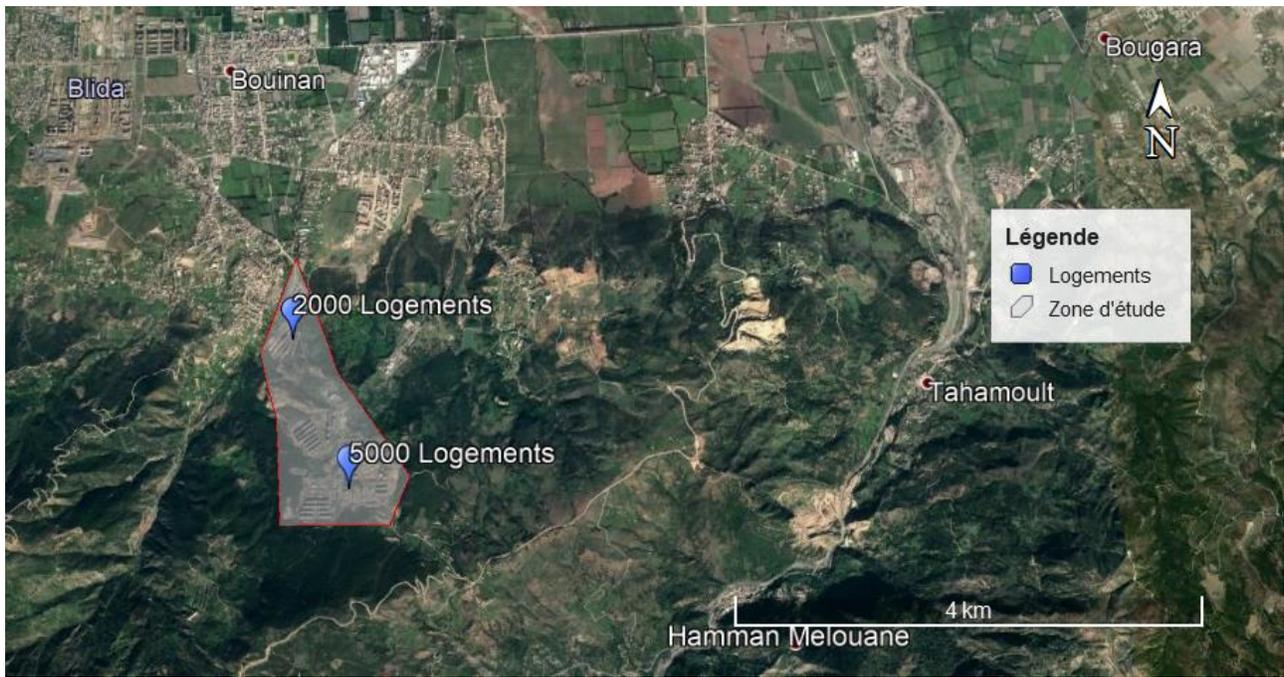


Figure I- 2 Image satellitaire de la situation des 7000 logements AADL de Sidi Serhane

I.2 Situation topographique :

Sidi Serhane est une zone montagneuse caractérisée par un relief accidenté. Elle est située à une latitude 36°30'00" Nord et une longitude 3°00'10" Est. L'altitude de la zone varie entre 120 et 480 mètres au-dessus du niveau de la mer.

I.3 Situation climatologique :

I.3.1 Climatologie :

Le climat est caractérisé par deux saisons dominantes :

- Saison humide et froide allant du mois d'Octobre jusqu'au mois d'Avril.
- Saison sèche et chaude du mois de Mai jusqu'au mois de Septembre.

I.3.2 Températures :

Les observations effectuées à la station de Dar El Beida sont les plus complètes et les plus régulières. Elles sont représentatives de la Mitidja.

Tableau I- 1 Caractéristiques de la station Dar El Beida

Code station	020611
Nom station	Dar El Beida
Longitude	532009.718 mE
Latitude	3670356.112 mN
Altitude	100m

Tableau I- 2 Variations de la température à la station de Dar El Beida 1980-2010

	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Années
Moy	23,57	20,12	15,44	12,5	11,13	11,65	13,25	15,05	18,33	22,25	25,2	26,11	17.88
Min	17,6	14,2	10	6,9	5,6	5,1	7,1	9,4	13	16,5	19	20,1	12.04
Max	29,54	26,04	20,88	18,1	16,66	18,2	19,4	20,7	23,66	28	31,4	32,12	23.72

Source : ONM

On peut distinguer dans cette série deux périodes :

- Une période froide s'étalant depuis Novembre jusqu'à Avril avec une température moyenne inférieure à la température moyenne annuelle.
- Une période chaude s'étalant de Mai jusqu'à Octobre avec une température moyenne supérieure à la température moyenne annuelle.

I.3.3 Humidité :

L'humidité relative de l'air varie entre 77% et 80% dans la zone d'étude.

I.3.4 Pluviométrie :

Les précipitations moyennes mensuelles sur une période d'observation de 26 ans (1990-2016) pour la station (Soumâa), Sont obtenues en faisant la somme de tous les mois des années d'observation et en calculant la moyenne par la suite.

Tableau I- 3 Caractéristiques de la station de Soumâa

Code station	021234
Nom station	Soumâa
Longitude	532180.702 mE
Latitude	3670342.369 mN
Altitude	177 m

Tableau I- 4 Précipitations moyennes mensuelles (1990-2016)

	Sept	Oct.	Nov.	Dec	Janv	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout
Soumâa	30.2	59.2	93.5	89.8	110.7	84.1	69.0	65.9	54.2	6.4	1.7	7.7

Source (ANRH)

L'analyse des variations des précipitations (figure I-3) montre que la période pluvieuse s'étalant du mois de septembre au mois de Mai avec un maximum de 110.7mm au mois de Janvier. Les mois de juin, juillet et Aout sont les plus secs, avec un minimum de précipitation au mois de Juillet.

I.4 Géologie :

La ville de Bouinan fait partie de la plaine de Mitidja, alors sa nature géologique est très riche par des terres fertiles constituée essentiellement par les alluvions (argile, limon, sable), ce sont les terres les plus fertiles de la Mitidja, représentant plus de 50% de sa composition géologique

I.5 Sismicité :

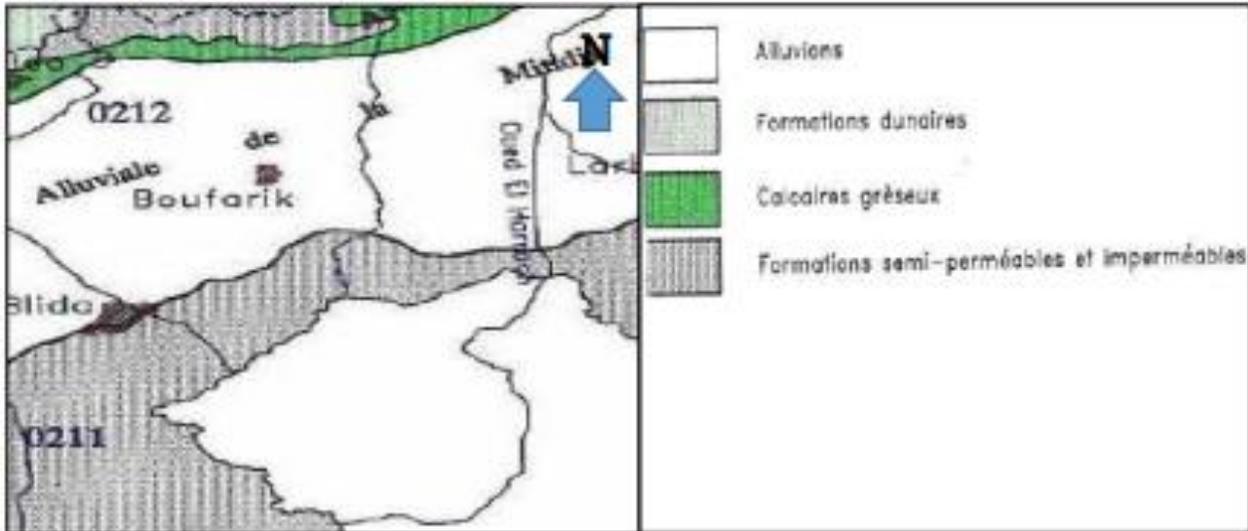


Figure I- 3 Carte géologique de la région d'étude

Notre Zone fait partie du bassin de MITIDJA, qui est une zone caractérisée par une importante activité sismique.

Notre région d'étude se situe dans **la zone III**, Selon (les Règles parasismiques algériennes RPA/ version 2003) la zone a fort risque sismique, D'où les études de la construction des ouvrages projetés doivent prendre en considération cette particularité.

I.6 Situation démographique

Les 7000 logements de Sidi Serhane sont encore à réaliser. Selon le plan d'aménagement de la ville de Bouinan, le taux d'occupation par logement (TOL) sera estimé à 5 personnes par logement, d'où pour les 7000 logements le nombre d'habitants estimé à long-terme sera 35000 habitants.

I.7 Situation hydraulique

Actuellement, aucune ressource d'eau n'est disponible à proximité de ces logements. Le point d'eau existant se trouve à environ 5 km, au Sud, ce sont les eaux de surface de Magtaa Lazrag.

Il existe des installations pour subvenir aux besoins en eau des localités de Magtaa Lazrag et Hammam Melouane ainsi que le couloir Bougaa-Larbaa.

Les ouvrages existants sont :

- 1- Une station de pompage avec les caractéristiques suivantes : Pompes (2+1) ; $Q=60$ l/s et HMT=100m. avec deux conduites d'amenée du barrage $\varnothing 600$ mm et $\varnothing 500$ mm
- 2- Une conduite de refoulement DN400 PEHD pour véhiculer les eaux vers le réservoir 2000 m³.
- 3- Une station de traitement, en cours d'équipements, de capacité égale à 200 l/s =17280 m³/jour

Conclusion :

Nous avons présenté dans ce chapitre les caractéristiques les plus marquantes de notre région. On a essayé de donner un aperçu sur la situation géographique de la zone, la situation climatique, la géologie, la sismicité et ainsi que la situation hydraulique.

L'ensemble de ces données seront utiles pour le dimensionnement de notre système d'adduction pour l'alimentation en eau potable des 7000 logements AADL de SIDI SERHANE.

Chapitre II :

Estimation des besoins en eau potable

Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable

Introduction :

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération nous exige de donner une norme fixée pour chaque catégorie de consommateur. Cette norme unitaire (appelée dotation) est définie comme un rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur (agent, élève, lit, mètre carré...etc.).

Cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs (évolution de la population, des équipements sanitaires, du niveau de vie de la population). Elle diffère aussi d'une période à une autre et d'une agglomération à l'autre.

II.1 Estimation de la population :

En considérant un taux d'occupation par logement de 5 personnes par logement.

Tableau II- 1 Estimation de la population des 7000 logements.

Quartiers	Nombre de logement	Nombre d'habitants	Nombre Totale
Partie haute 5000 logements	5000	25000	35000
Partie basse 2000 logements	2000	10000	

II.2 Catégories des besoins :

Les consommations d'eau sont classées en fonction des besoins spécifiques de chaque groupe de consommateur.

On distingue généralement 5 catégories de consommation de l'eau :

- **La consommation domestique de l'eau** : C'est la consommation en eau de la population branchée au réseau ou non branchée mais qui profite des bornes fontaines pour s'alimenter en eau. Il s'agit donc de l'eau utilisée pour les besoins personnels d'alimentation, d'hygiène et autres utilisations moins essentielles comme le lavage de biens et l'arrosage.
- **La consommation industrielle de l'eau** : Elle correspond aux besoins en eau des établissements industriels implantés dans la ville. Elle est difficile à évaluer, car il existe une grande variation de consommation selon le type de l'entreprise.
- **La consommation touristique de l'eau** englobe la consommation de toutes les infrastructures touristiques telles que les hôtels classes, les complexes touristiques et les villages de vacances.
- **La consommation collective de l'eau** : C'est la consommation des locaux administratifs et commerciaux, installations militaires, établissements scolaires et médicaux, appareils publics et installations municipales.
- **Besoins d'incendie** : C'est la quantité d'eau nécessaire pour la lutte contre l'incendie.

Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable

II.3 Choix de la dotation :

En plus de la situation économique du consommateur, la disponibilité des ressources, l'utilisation des équipements domestiques modernes et les habitudes des consommateurs qui influent sur la variation des besoins d'une agglomération.

Dans notre projet, la dotation est estimée à **150 l/j/habitant** pour un nombre total de 35000 habitants.

II.4 Estimation des besoins :

II.4.1 Détermination de la consommation moyenne journalière :

Le débit moyen journalier au cours de l'année est donné par l'expression suivante :

$$Q_{moy,j} = N \times \frac{q_i}{1000} (m^3/j) \quad (II-1)$$

Q_{moy} : Consommation moyenne journalière [m3/j]

N : Nombre de consommateurs de chaque catégorie

q_i : Norme moyenne journalière pour chaque consommateur [l/j/hab]

II.4.2 Partie haute (5000 logements) :

II.4.2.1 Besoins domestiques :

Tableau II- 2 Consommation moyenne journalière domestique (partie haute)

Nombre d'habitants	Dotation moyenne (l/j)	Consommation moyenne journalière [m3/j]
25000	150	3750

II.4.2.2 Besoins scolaires :

Tableau II- 3 Consommation moyenne journalière scolaires (partie haute)

Equipement	Surfaces (m ²)	Dotation moyenne (l/j/m ²)	Consommation moyenne journalière [m3/j]
Ecole primaire 1	4000	5	20
Ecole primaire 2	3860	5	19.3
Ecole primaire 3	3500	5	17.5
Ecole primaire 4	7000	5	35
Ecole primaire 5	3800	5	19
C.E.M 1	5000	5	25
C.E.M 2	5500	5	27.5
Lycée	9170.61	5	45.85
TOTAL			209.15

Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable

II.4.2.3 Besoins sanitaire :

Tableau II- 4 Consommation moyenne journalière sanitaire (partie haute)

Equipement	Surfaces (m ²)	Dotation moyenne (l/j/m ²)	Consommation moyenne journalière [m ³ /j]
Centre de santé	3000	5	15

II.4.2.4 Besoins socioculturels :

Tableau II- 5 Consommation moyenne journalière socioculturels (partie haute)

Equipement	Surfaces (m ²)	Dotation moyenne (l/j/m ²)	Consommation moyenne journalière [m ³ /j]
Mosquée	3700	5	18.5
Maison de jeunes	3200	5	16
Bibliothèque	3360	4	13.44
TOTAL			47.94

II.4.2.5 Besoins commerciaux :

Tableau II- 6 Consommation moyenne journalière commerciaux

Equipement	Surfaces (m ²)	Dotation moyenne (l/j/m ²)	Consommation moyenne journalière [m ³ /j]
Commerces	51663	5	258.315

II.4.2.6 Besoins administratifs :

Tableau II- 7 Consommation moyenne journalière administratifs

Equipement	Surfaces (m ²)	Dotation moyenne (l/j/m ²)	Consommation moyenne journalière [m ³ /j]
Brigade de Gendarmerie national	4000	5	20

Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable

II.4.3 Partie basse (2000 logements) :

II.4.3.1 Besoins domestiques :

Tableau II- 8 Consommation moyenne journalière domestique (partie basse)

Nombre d'habitants	Dotation moyenne (l/j)	Consommation journalière [m3/j] moyenne
10000	150	1500

II.4.3.2 Besoins scolaire :

Tableau II- 9 Consommation moyenne journalière scolaire (partie basse)

Equipement	Surfaces (m ²)	Dotation moyenne (l/j/m ²)	Consommation journalière [m3/j] moyenne
Ecole primaire	3000	5	15
C.E.M	3700	5	18.5
Lycée	6200	5	31
TOTAL			64.5

II.4.3.3 Besoins socioculturels :

Tableau II- 10 Consommation moyenne journalière socioculturels (partie basse)

Equipement	Surfaces (m ²)	Dotation moyenne (l/j/m ²)	Consommation journalière [m3/j] moyenne
Equipement sportif	6900	5	34.5
mosquée	5800	5	29
TOTAL			63.5

II.4.3.4 Besoins commerciaux :

Tableau II- 11 Consommation moyenne journalière commerciaux (partie basse)

Equipement	Surfaces (m ²)	Dotation moyenne (l/j/m ²)	Consommation journalière [m3/j] moyenne
Commerces	2720	5	13.6

Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable

II.4.3.5 Besoins administratifs :

Tableau II- 12 Consommation moyenne journalière administratifs (partie basse)

Equipement	Surfaces (m ²)	Dotation moyenne (l/j/m ²)	Consommation moyenne journalière [m ³ /j]
Réserves d'Equipements	7400	1	7.4

II.5 Fuites et pertes :

Fuites dans le réseau du fait de la nature des conduites, vétusté, manque d'entretien et de maintenance. Elles sont fréquentes en période de faible consommation (pression hydrostatique)

Les pertes de distribution estimées de 10% à 30%

II.6 Consommation en eau totale moyenne :

Après l'étude estimatif des différents besoins, voici si dessous un tableau récapitulatif pour pouvoir calculer le débit total nécessaire pour alimenter les 7000 logements.

Tableau II- 13 Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale

	Consommation moyenne journalière (m ³ /j) Partie haute	Consommation moyenne journalière (m ³ /j) Partie basse
Domestique	3750	1500
Scolaires	209.15	64.5
Sanitaires	15	/
Socioculturels	47.94	63.5
Commerciaux	258.315	13.6
administratifs	20	7.4
Fuites et gaspillage (20%)	860.08	329.8
TOTAL	5160.5	1978.1
	7139.3	

II.7 Etude de la variation des débits journaliers :

Vu que la consommation journalière n'est pas stable au cours de l'année, il existe une journée où cette consommation dépasse la consommation moyenne et soit maximale ; il existe aussi une journée où la consommation soit minimale. On doit donc intégrer des coefficients d'irrégularité journalières $K_{max,j}$ et $K_{min,j}$ afin de bien estimer notre débits de consommation.

Ces débits sont donnés par les formules (II-2) et (II-3) :

Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable

$$Q_{max,j} = K_{max,j} \times Q_{moy,j} (m^3/j) \quad (II-2)$$

$$Q_{min,j} = K_{min,j} \times Q_{moy,j} (m^3/j) \quad (II-3)$$

Avec :

$Q_{moy,j}$: débit moyen journalier (m³/j).

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

$Q_{min,j}$: débit minimum journalier (m³/j).

$K_{max,j}$: varie entre 1.1 à 1.3

Dans notre cas nous prenons $K_{max,j} = 1,3$

$K_{min,j}$: varie entre 0,7 à 0,9

Dans notre cas $K_{min,j} = 0,8$

Tableau II- 14 Les besoins en eau maximale et minimale journalière

	$Q_{moy,j}$ (m ³ /j)	$K_{max,j}$	$Q_{max,j}$ (m ³ /j)	$Q_{max,j}$ Total (m ³ /j)	$K_{min,j}$	$Q_{min,j}$ (m ³ /j)	$Q_{min,j}$ Total (m ³ /j)
Partie haute 5000 logements	5160.5	1.3	6708.65	9281.1	0.8	4128.4	5711.44
Partie basse 2000 logements	1978.8	1.3	2572.44		0.8	1583.04	

II.8 Etude de la variation des débits horaires :

Pendant la journée le débit horaire consommé ne reste jamais constant, il existe des variations horaires qui dépendent directement par les habitudes de l'agglomération.

L'estimation de ces variations se fait en se basant sur des statistiques sur les mesures de débits réels de quelques agglomérations existantes.

Les variations des débits de la zone d'étude 7000 logements dans le tableau suivant

Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable

Tableau II- 15 Variation de débit horaire pour les 7000 logements

Heures	Consommation $Q_{max,j} = 9281.1 (m^3/j)$		Consommation Cumulée	
	%	m^3/h	%	Q_{cum}
0-1	1.5	139.22	1.5	139.22
1-2	1.5	139.22	3	278.43
2-3	1.5	139.22	4.5	417.65
3-4	1.5	139.22	6	556.87
4-5	2.5	232.03	8.5	788.89
5-6	3.5	324.84	12	1113.7
6-7	4.5	417.65	16.5	1531.4
7-8	5.5	510.46	22	2041.8
8-9	6.25	580.07	28.25	2621.9
9-10	6.25	580.07	34.5	3202
10-11	6.25	580.07	40.75	3782
11-12	6.25	580.07	47	4362.1
12-13	05	464.06	52	4826.2
13-14	05	464.06	57	5290.2
14-15	5.5	510.46	62.5	5800.7
15-16	06	556.87	68.5	6357.6
16-17	06	556.87	74.5	6914.4
17-18	5.5	510.46	80	7424.9
18-19	05	464.06	85	7888.9
19-20	4.5	417.65	89.5	8306.6
20-21	04	371.24	93.5	8677.8
21-22	03	278.43	96.5	8956.3
22-23	02	185.62	98.5	9141.9
23-24	1.5	139.22	100	9281.1

Le débit max horaire est : $Q_{max,h} = 580.07 m^3/h$

Le débit min horaire est : $Q_{min,h} = 139.22 m^3/h$

Le débit moy horaire est : $Q_{moy,h} = Q_{max,j}/24 = 386.71 m^3/h$

Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable

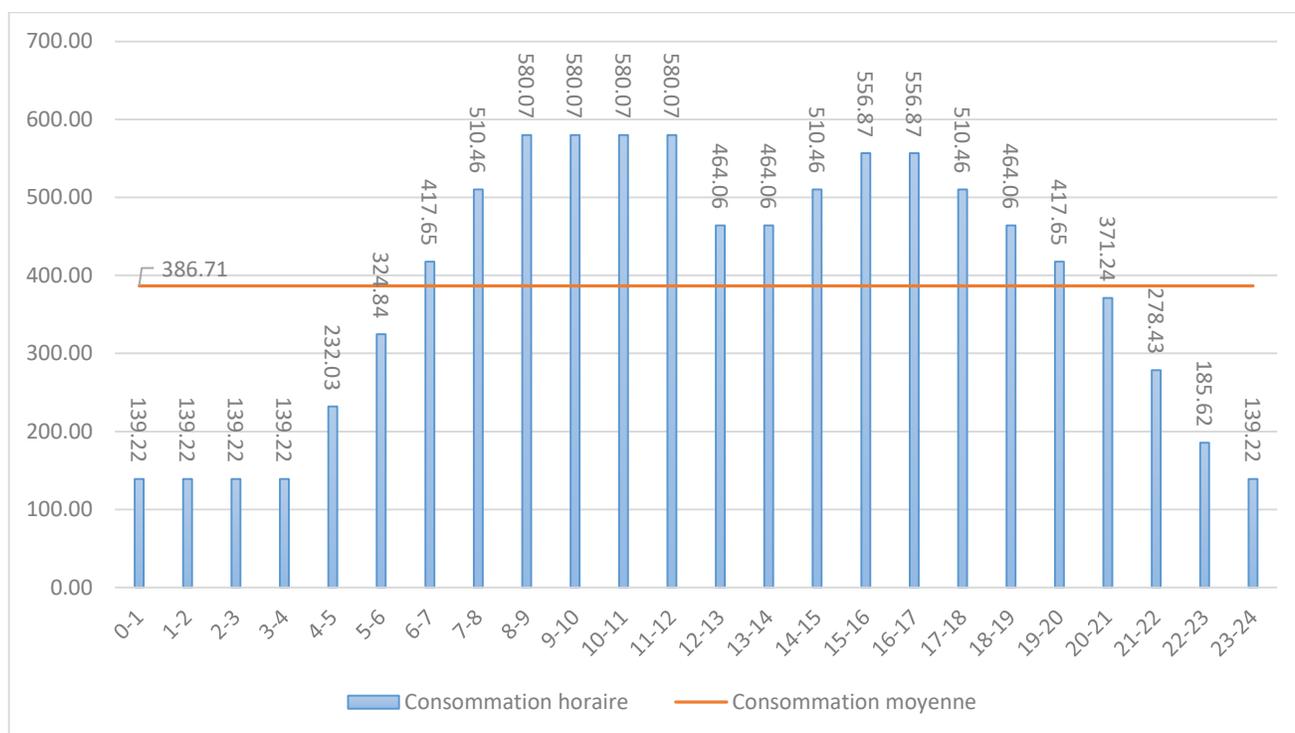


Figure II- 1 Répartition des débits horaires

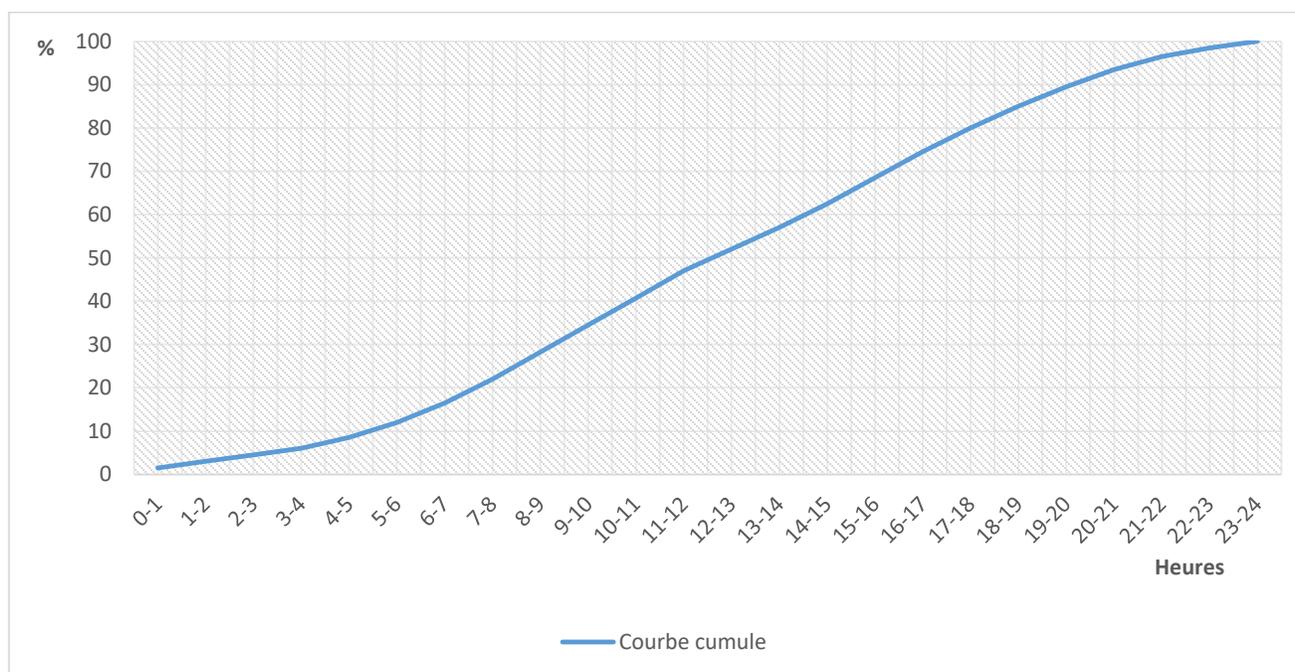


Figure II- 2 Courbe intégrale de la consommation horaire

Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable

II.9 Récapitulation des débits horaire :

$$Q_{max,h} = Q_{moy,h} \times K_{max,h} (m^3/h) \quad (\text{II-4})$$

$$Q_{min,h} = Q_{moy,h} \times K_{min,h} (m^3/h) \quad (\text{II-5})$$

Tableau II- 16 Récapitulation des débits horaire

$Q_{moy,h}$	$K_{max,h}$	$Q_{max,h}$	$K_{min,h}$	$Q_{min,h}$
386.71	1.5	580.07	0.36	139.22

Conclusion :

Dans ce chapitre on a estimé la demande en eau pour les 7000 logement AADL de Sidi Serhane. On a trouvé que la demande maximale journalière est de 9281.1m³/j. Les variations horaires de débit sont estimées à 580.07 m³/h dans la période de pointe et à 139.22 m³/h dans la période de faible consommation.

Chapitre III :

Présentation de la chaîne de traitement

Chapitre III : Présentation de la chaîne de traitement

Introduction

Dans la mesure où les ressources en eau souterraines traditionnelles ne suffisent pas à assurer la totalité de la demande en eau potable (AEP), il devient alors impératif d'utiliser les eaux de surface, mais ces derniers nécessitent un traitement pour l'élimination de toutes les impuretés.

III.1 Présentation de la source

III.1.1 Situation géographique

Magtaa Lazrag est en fait un village situé à environ 6 km au sud-ouest de Hammam Melouane. Il est traversé par l'Oued Magtaa, qui forme avec les Oueds Boumaane et Akha les principaux affluents de l'Oued El Harrach. La confluence se fait juste à la sortie aval de Magtaa.

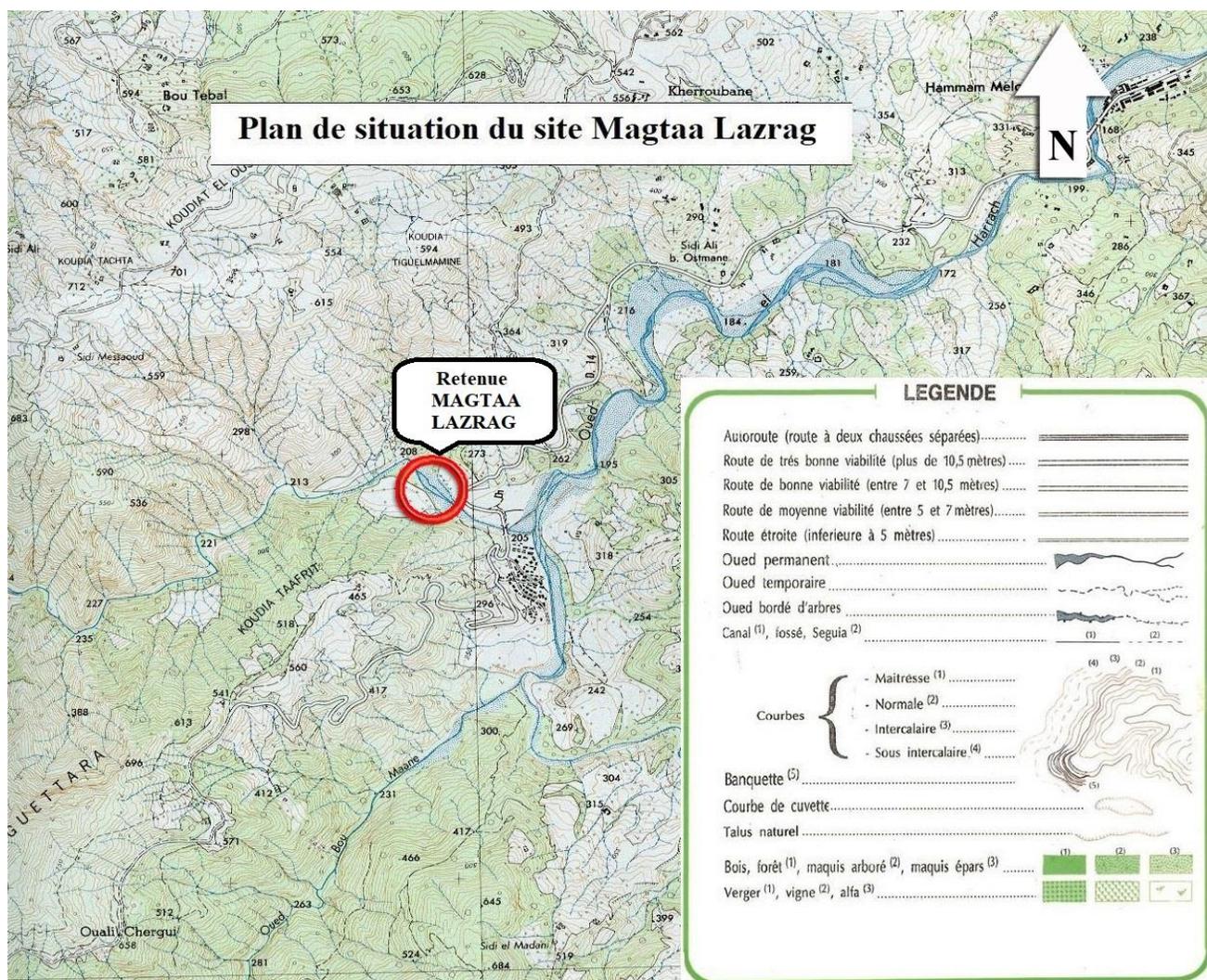


Figure III- 1 Extrait de la carte topographique de Blida représente la situation du site de Magtaa lazrag



Figure III- 2 Photo du barrage de Magtaa lazrag

III.1.2 Hydroclimatologie

Pour donner un aperçu du climat qui règne dans la région, nous avons pris comme station de référence la station de Makli. Celle-ci est représentative des conditions climatiques qui règnent sur toute la plaine de la Mitidja, mais ne peut en aucun cas représenter les conditions régnant sur l'Atlas.

Tableau III- 1 Caractéristiques de la station de Douar Makli

Code station	021427
Nom station	Douar Makli
Longitude	532195.667 mE
Latitude	3670343.086 mN
Altitude	130 m

III.1.2.1 Pluviométrie

Le tableau ci-dessous donne les pluies moyennes mensuelles enregistrées durant la période comprise entre 1980 et 2014.

On constate que les hauteurs annuelles de pluie, varient entre 550 mm et 800 mm. En fait, la moyenne annuelle calculée sur une période plus longue est 650 mm

Chapitre III : Présentation de la chaîne de traitement

Tableau III- 2 Précipitations moyennes mensuelles (station de Douar makli) (1980-2014)

	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juill	Aou
Précipitation (mm)	55.1	8.6	3.1	6.3	24.4	50.6	77.6	99.2	89.8	83	69.6	61.2

III.1.2.2 Températures

Le climat de la Mitidja est un climat tempéré, caractéristique du climat qui règne sur tout le Sahel.

Tableau III- 3 variations de la température moyenne, maximale et minimale à la station de Dar El Beida 1980-2010 (ONM)

	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Jui	Juill	Aou	Années
Moy	23,57	20,12	15,44	12,5	11,13	11,65	13,25	15,05	18,33	22,25	25,2	26,11	17.88
Min	17,6	14,2	10	6,9	5,6	5,1	7,1	9,4	13	16,5	19	20,1	12.04
Max	29,54	26,04	20,88	18,1	16,66	18,2	19,4	20,7	23,66	28	31,4	32,12	23.72

III.1.2.3 Tension de vapeur

Les tensions de vapeur sont faibles en hiver avec une moyenne de 10.7 hectopascals en janvier. En été (août) elles atteignent 23.3 hectopascals.

Tableau III- 4 Tensions de vapeur enregistrées à Dar El Beida

	sept	oct	nov	déc	jan	Fév	mars	avril	mai	jui	juill	août
1994	20.9	23.2	14.9	11.8	10.8	10.4	12.8	12.2	16.6	18.5	22.4	26.0
1995	18.2	17.5	12.1	12.3	10.8	11.4	11.2	11.3	15.6	19.5	21.6	22.5
1996	17.7	15.0	12.9	11.3	11.3	10.6	11.8	13.2	15.2	18.1	20.7	22.6
1997	20.6	17.7	13.5	11.4	10.1	11.5	10.1	12.7	17.7	18.4	20.3	22.7
1998	20.5	13.9	13	9.8	10.4	12.1	11	12.4	16	18.6	21.1	22.7
Moy	19.6	17.3	13.3	11.3	10.7	11.2	11.4	12.4	16.2	18.6	21.2	23.3

III.1.2.4 Ensoleillement

La période estivale est celle où l'on enregistre le maximum d'heures de soleil. Le mois d'août est le mois ou la période de luminosité est la plus longue avec plus de 300 heures de soleil.

III.1.2.5 Débit d'eau

Les débits enregistrés au niveau de la station de (Rocher des pigeons) pour oued El-Harrach durant la période entre 2002-2012 sont dans le tableau si dessous :

Chapitre III : Présentation de la chaîne de traitement

Tableau III- 5 Débits d'eau maximum enregistré au niveau d'oued el Harrach

	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juill	Aout
Q max (m ³ /s)	59.00	250.7	166.9	239.5	568.4	158.2	683.5	161.0	176.6	18.09	2.20	2.20
Q min (m ³ /s)	0.20	0.20	0.20	0.22	0.17	0.50	0.50	0.34	0.22	0.12	0.10	0.12

Source (ANRH)

III.1.3 Géologie locale

Les formations géologiques rencontrées autour du site de Magtaa, sont constituées essentiellement par :

Le Cénomaniens : Il est constitué de calcaires et de marnes bien stratifiées, qu'on peut observer au sud de Magtaa. A cet endroit, il est traversé par l'Oued Bou Maan, qui vient rejoindre l'Oued Magtaa. L'épaisseur des bancs de calcaires est parfois importante.

Le Sénonien : Il constitue le socle principal du site de Magtaa. Ce sont des marnes bleuâtres, feuilletées avec rognons de calcaires, passant à des marnes noires avec parfois des intercalations de calcaires marneux.

Au niveau de l'Oued Magtaa El lazrag, le Sénonien est recouvert par les dépôts récents du quaternaire et les alluvions d'oued.

III.2 La qualité de l'eau d'oued El-Harrach

III.2.1.1 Origine des eaux de surface :

Les eaux de surface ont pour origine, soit des nappes profondes dont l'émergence constitue une source de ruisseaux, de rivière, soit les eaux de ruissellement. Celles-ci se rassemblent en cours d'eau, caractérisés par une surface de contact "eau-atmosphère" toujours en mouvement et une vitesse de circulation appréciable.

III.2.1.2 Caractéristiques générales des eaux de surface :

La composition chimique de l'eau de surface dépend de la nature des terrains traversés par l'eau durant son parcours dans l'ensemble des bassins versants. Au cours de son cheminement, l'eau dissout les différents éléments constitutifs des terrains. Par échange à la surface "eau-atmosphère", les eaux se chargent en gaz dissous (oxygène (O₂), Azote (N), gaz carbonique (CO₂, etc.). Il faut noter :

- Présence quasi-générale de gaz dissous (O₂ en particulier).
- Concentrations importantes en matières en suspension (MES), tout au moins pour les eaux courantes. Ils sont très divers, allant de particules colloïdales aux éléments figurés par les rivières en cas d'augmentation importante du débit.
- Présence de matières organiques d'origine naturelle, qui proviennent de la décomposition des organismes végétaux ou animaux vivant à la surface du

Chapitre III : Présentation de la chaîne de traitement

bassin versant où dans la rivière et qui se décomposent après leur mort (végétaux, animaux etc.)

- Présence de planctons tels que les phytoplanctons (algues) et les zooplanctons,
- Variations journalières (différence de température (°C), d'ensoleillement) où saisonnières,
- Variations climatiques (Température, fonte de neige), de végétaux (chutes de feuilles). Elles peuvent être aléatoires : pluies soudaines, orages, pollutions accidentelles.
- Pollution organique conduisant souvent à l'eutrophisation des eaux.

Dans toutes les retenues d'eau de surface, la qualité de l'eau varie de la surface de l'eau jusqu'au fond de la retenue (Oxygène (O₂), Fer (Fe), Manganèse (Mn), Matières organiques (Oxydabilité ((KMNO₄)), etc. Le profil de chacun de ces paramètres varie lui-même en fonction de période de l'année.

III.2.1.3 Potabilité des eaux de surface :

En générale, les eaux de surface sont rarement potables sans être traitées préalablement. Outre les éléments signalés précédemment, elles peuvent aussi être contaminées bactériologiquement et subir en outre les diverses pollutions d'origine urbaines, industrielles et parfois même agricoles citées ci-dessous :

a) Pollution d'origine urbaine :

La pollution d'origine urbaine provient essentiellement des eaux résiduaires déversées par les habitations. Celles-ci doivent être obligatoirement traitées avant d'être évacuées dans les milieux récepteurs tels que les oueds, lacs, mers, etc.

b) Pollution d'origine industrielle :

La pollution d'origine industrielle, qui est engendrée par certaines activités économiques polluantes, utilisant des produits dangereux et nocifs (produits de synthèse, phénols, métaux lourds, solvants, et autres), a des effets très néfastes sur l'environnement et plus particulièrement sur la qualité des ressources en eau.

Elle doit faire l'objet d'un traitement au niveau des unités, en particulier pour éliminer les éléments toxiques.

c) Pollution d'origine agricole :

Cette pollution est due essentiellement à l'utilisation parfois abusive des engrais et autres produits chimiques tels que les pesticides, les herbicides, qui sont parfois difficilement ou peu biodégradables.

Chapitre III : Présentation de la chaine de traitement

III.3 Présentation de la station de traitement monobloc

Ce projet prétend définir et concevoir une ligne de traitement pour l'épuration des eaux potable, et pour la fourniture d'une station de traitement de capacité de 200l/s type monobloc.

La station de traitement d'eau sera automatique, réduisant ainsi l'intervention des opérateurs et a comme objectifs la production d'un débit de 200 l/s (deux lignes de 100 l/s) et un temps de fonctionnement journalier de 24 heures.



Figure III- 3 Photo de la station de traitement monobloc

III.3.1.1 Situation de la station de traitement

La station de traitement se situe au sud de Bouinan, elle se trouve à 500m de la retenue de Magtaa Lazrag.

Les coordonnées UTM de la station :

- Longitude : 501341.00 m E
- Latitude : 4036398.00 m N

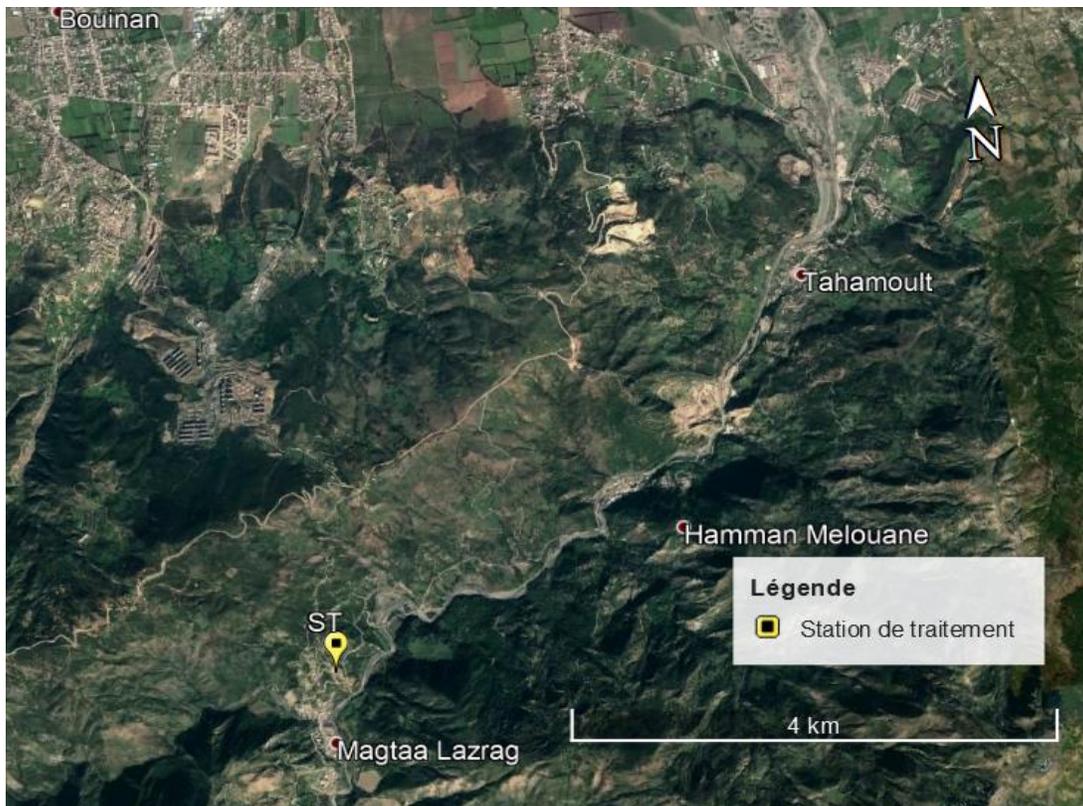
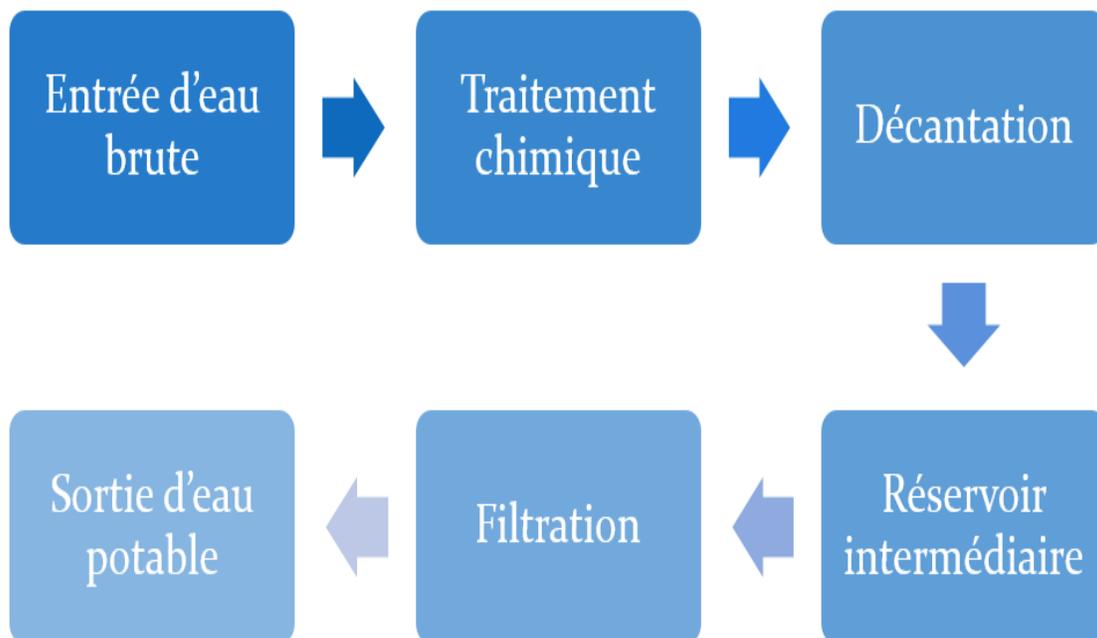


Figure III- 4 Image satellitaire représente la situation de la station de traitement

III.3.1.2 Schéma de fonctionnement de la station



III.3.1.3 Principales composantes des stations de traitement :

Chaque ligne peut travailler indépendamment y dispose des composantes suivantes :

- Station Pompage d'eau brute
- Correction de pH
- Réservoirs des Produits chimiques
- Pompes de dosage de produits chimiques
- Mélangeur statique
- Traitement Physico-chimique de Coagulation-Floculation
- Décanteur lamellaire
- Réservoir intermédiaire
- Dosage de Permanganate de Potassium
- Filtration sur lit de Silex
- Dosage final de chlore
- Compresseur d'air
- Pompes de lavage et contre-lavage
- Instrumentation de mesure des débits, turbidité, pH, chlore.
- Vannes, clapet anti retour, robinetterie, tuyauterie, etc.

III.3.1.4 Ligne de traitement d'eau

Traitement chimique : Coagulation et floculation

- 6 Compartiment de coagulation/floculation.
- 6 Agitateur mélangeur.
- 7 débitmètre électromagnétique
- 6 vannes motorisé
- 1 mélangeur statique
- 1 Station de dosage du sulfate d'alumine
 - 2 réservoirs de 1000 l
 - 2 agitateurs électriques

Chapitre III : Présentation de la chaine de traitement

- 2 pompes doseuse
- 2 commutateurs de niveau
- 1 Système mesure et control du pH automatique.
- 1 turbidimètre
- 1 Station de dosage du l'acide
 - 2 Réservoirs de 1000 l
 - 2 Agitateurs électriques
 - 2 pompes doseuse
 - 2 commutateurs de niveau
- 1 Station de dosage du KMNO4
 - 2 réservoir de 1000 l
 - 2 agitateurs électriques
 - 2 pompes doseuse
 - 2 commutateurs de niveau



Figure III- 5 Photo du bassin de floculation et décantation

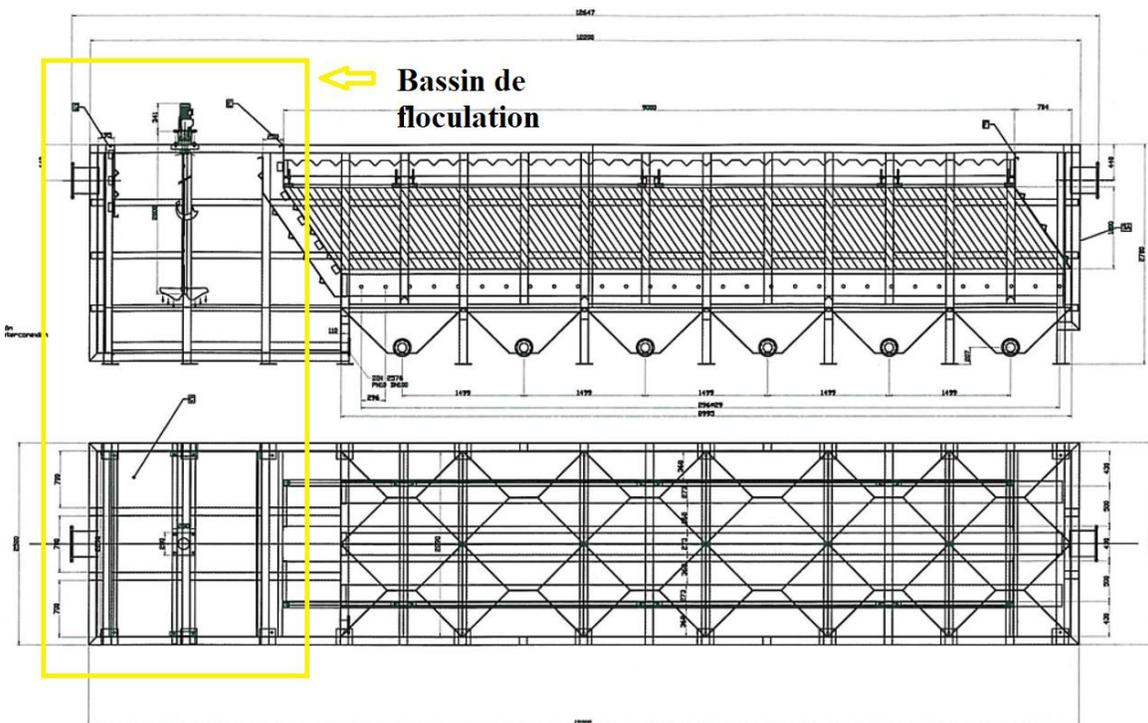


Figure III- 6 Schéma d'un bassin de floculation décantation

Chapitre III : Présentation de la chaine de traitement

Traitement physique : Décantation lamellaire

- 6 Décanteur lamellaire.
- 1 Réservoir alimentation système de filtration (bâche intermédiaire)
- 1 turbidimètre
- 4 Sonde de niveau type flotteur.



Figure III- 7 Photo d'un bassin de décantation (source : formhyd)



Figure III- 8 Photo d'un bassin de décantation

Chapitre III : Présentation de la chaîne de traitement

Traitement de filtration

- 4 Pompe alimentation-contre lavage système de filtration
- 6 Filtre sable/ anthracite.
- 3 Débitmètre électromagnétique
- 1 Débitmètre électromagnétique
- 6 pressostat différentiel
- 1 Turbidimètre.
- 1 Chlororimètre.
- 1 Station de dosage de l'hypochlorite de sodium
 - 2 Réservoirs de 1000 I
 - 2 Agitateurs électriques
 - 2 Pompes doseuse
 - 2 Commutateurs de niveau

III.4 Description de la chaîne de traitement

III.4.1 Traitement de coagulation-floculation

Le processus de coagulation-floculation facilite l'élimination des solides en suspension et des particules colloïdales. On l'utilise dans l'étape d'une séparation solide-liquide : Clarification, flottation ou filtration.

Cette opération est effectuée par un mélangeur statique et un compartiment de floculation avec mélangeur électrique. (6 unit) de 3 m Longueur, 2,4m Largeur, 2,7m Hauteur. 6 unit Débitmètre électromagnétique et 6 unit vannes motorisé.

III.4.1.1 Dosage du coagulant

Le procès de coagulation consiste en une déstabilisation des particules colloïdales et en une neutralisation de la charge, généralement électronégative, des colloïdes présents dans l'effluent, ce qui entraîne la formation des floes favorisant la décantation de ces derniers.

Le système de dosage du coagulant sera constitué 2 réservoir (1000 L) de coagulant et 2 pompes doseuse qui injectera le coagulant directement dans bassin de coagulation-floculation.

III.4.1.2 Dosage du neutralisant

L'injection de l'hydroxyde de sodium ou l'acide (acide sulfurique) est réalisée afin de neutraliser le pH de l'effluent après l'étape de coagulation. Le système de dosage du NaOH/acide sera constitué de 2 réservoirs 1000 et de 2 pompes doseuses (NaOH) et 2 pompes doseuses qui injectera le produit.

Le réactif utilisé pour le processus de neutralisation est la soude caustique liquide à 25 %, H₂SO₄.

III.4.1.3 Control pH

Un control et mesure du pH sera réalisé à l'aide d'une sonde de pH (1unt) et d'un transmetteur. Ce control est indispensable pour le bon fonctionnement du traitement de coagulation-floculation.

III.4.2 Décanteur lamellaire

Le procès de décantation est une méthode physique de séparation des mélanges hétérogènes qui peuvent être exclusivement solide ou liquide. Le principe se base sur la différence de densité entre les deux composants.

Les solides générés dans le traitement physico-chimique seront envoyés vers un décanteur lamellaire d'une capacité de traitement de (6 unt). Le décanteur lamellaire est un réservoir rectangulaire ouvert dont la structure d'élévation est en Acier inoxydable AISI St 37 avec une couche de protection avec du chromate de zinc sur la surface sablée et 2 couches de résine époxy. 12m Longueur (2m floculation, 10m décantation), 2,4 Largeur, 2,7m Hauteur. Cet équipement est divisé en trois compartiments :

- Compartiment d'arrivée de l'effluent : L'effluent rentre directement dans ce compartiment avant de passer vers l'étape de décantation.
- Compartiment de décantation : Dans ce compartiment se trouvent les paquets lamellaires constitués de plusieurs plaques (lamelles en polypropylène) situées en parallèle et avec une inclinaison de 60°, ce qui permet d'augmenter la surface efficace de décantation des solides en suspension.
- Compartiment de sortie : c'est dans ce compartiment qu'arrive l'eau clarifiée pour être directement évacuée.

III.4.3 Traitement de filtration

III.4.3.1 Réservoir alimentation et impulsion vers filtration

L'eau résultante du procédé de décantation sera accumulée pour son impulsion vers le système de filtration. Pour cela, on conçoit un réservoir (1 unt) de 60 m³, de 12m Long, 2,4 m Larg et 2,4 m Haut. Acier inoxydable avec une couche de protection avec du chromate de zinc sur la surface sablée et 2 couches de résine époxy

Chapitre III : Présentation de la chaîne de traitement

Le relevage vers le système de filtration sera composé d'un système de pompage de 4 pompes avec débitmètres et variateur de fréquence, et son fonctionnement sera contrôlé par 4 sondes de niveau placées à l'intérieur du réservoir d'accumulation.

Débit	240 m ³ /h
HMT	30
Vitesse	1470 rpm
Matière carter/Roue	fonte
Puissance	30 Kw

III.4.3.2 Système de filtration

La filtration a pour but essentiel de diminuer la concentration en matières en suspension (MES) et d'autres polluants qui résistent au traitement physico-chimique. Pour la filtration du débit traité approximativement, un système composé d'un filtre à sable/Anthracite et seront installés. Ce traitement permettra d'avoir le niveau d'épuration nécessaire.

- L'objectif du filtre à sable est d'éliminer toute trace de solides en suspension.

Les filtres sont dimensionnés pour le traitement d'un débit de 200 l/s (6 filtres en total). On conçoit l'installation de 6 filtres Acier St 37' avec une couche de protection avec du chromate de zinc sur la surface sablée et 2 couches de résine époxy, avec un diamètre de 2.200 mm, et une longueur de 6.000 mm. La pression de travail est de 0,4 bar. Lit filtrant 800mm. Nombres de buses 55 unit/m²

Pour le lavage des filtres on utilise l'eau résultante du procédé de filtration. Donc les pompes d'alimentation sont également utilisées comme pompes de lavage de manière automatique, avec un système de vannes et tuyauteries que s'est fait pour cette utilisation.

III.4.4 La Désinfection

III.4.4.1 Dosage du KMNO₄

L'injection de KMNO₄ est réalisée pour l'oxydation de la matière organique et des métaux après l'étape de décantation. Le système de dosage sera constitué 2 réservoirs 1000 l et de 2 pompes doseuse qui injecteront le produit

Le réactif utilisé pour le processus de neutralisation est KMnO₄.

III.4.4.2 Dosage de l'Hypochlorite de sodium

L'injection de NaClO est réalisée afin de réaliser la désinfection finale de l'eau. Le système de dosage sera constitué 2 réservoir de 1000 l et de 2 pompes doseuse qui injectera le produit.

Chapitre III : Présentation de la chaîne de traitement

Le réactif utilisé pour le processus de neutralisation est NaClO. Les propriétés physico-chimiques du réactif sont :

Finalement on fera un control de ta qualité de l’eux avec une mesure de la turbidité, Avec 2 turbidimètres d’une manière automatique.

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté la zone de captage des eaux de surface de Magtaa Lazrag par la description du barrage et de la station de traitement monobloc des eaux brutes.

Chapitre IV :

Étude d'adduction

Chapitre IV : Étude d'adduction

Introduction

Dans ce chapitre, nous essayons de dimensionner les ouvrages nécessaires à l'adduction du transfert d'eau du point de captage des eaux de surface de 'Magtaa lazrag' vers le réservoir de stockage de notre zone d'étude 'Sidi Serhane' d'une façon technicoéconomique.

IV.1 Définition du réseau d'adduction :

Réseau qui transporte l'eau depuis la source de captage au réservoir de stockage.

IV.2 Types d'adduction (1) :

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

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

IV.2.1 Adduction gravitaire :

C'est l'adduction où l'écoulement se fait gravitairement, dans une adduction gravitaire, le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte de l'agglomération.

IV.2.2 Adduction par refoulement :

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

IV.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.

IV.3 Critères du choix du tracé :

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

- Avoir un itinéraire aussi direct que possible.
- Respecter les impératifs du profil en long avec le moins possible de surprofondeurs.
- Éviter la multiplication des ouvrages coûteux ou fragiles (traversés de rivière, route, chemin de fer etc....).
- Éviter dans la mesure du possible la traversée des massifs boisés.

Chapitre IV : Étude d'adduction

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

Remarque :

En raison que notre zone est une zone montagneuse, le tracé de la conduite d'adduction doit suivre une route existante (de Magtaa lazrag vers Sidi Serhane).

IV.4 Choix des matériaux de canalisation :

Le choix du matériau des conduites se fait en tenant compte de la nature du sol (agressivité), de critères d'ordre économique (coût, disponibilité sur le marché des conduites ainsi que de leurs accessoires de réparation) et de facteurs liés à la performance des matériaux.

IV.4.1 Acier

L'acier est un constituant de fer combiné au carbone, le pourcentage de carbone est compris entre 0,1 % et 1,5 %. L'acier utilisé dans la fabrication des tubes et raccords est l'acier doux soudable.

Parmi les avantages des tuyaux en acier :

- Découpable, soudable ;
- Bonne étanchéité ;
- Résistance aux pressions importantes et aux contraintes (chocs, écrasement) ;
- Plus léger que les tuyaux en fonte.

Chapitre IV : Étude d'adduction

- Disponibilité sur le marché national.

L'inconvénient majeur des conduites en acier :

- La sensibilité à la corrosion, ils nécessitent un revêtement intérieur et extérieur ainsi qu'une protection cathodique.

IV.4.2 Fonte ductile

La fonte est un alliage de fer-carbone-silice. En subissant une cristallisation du graphite par l'introduction d'une quantité contrôlée de magnésium dans une fonte de base désulfurée, on obtient de la fonte ductile.

Parmi les avantages des canalisations en fonte ductile :

- Bonne résistance aux forces internes ;
- Résistance aux pressions élevées ;
- Compte tenu de leur solidité et leurs joints flexibles, les conduites en fonte ductile, offrent une bonne résistance aux secousses sismiques et aux affaissements de terrains.
- Les conduites en fonte comportent un revêtement intérieur constitué d'un mortier déciment centrifugé. Ce revêtement donne une paroi de faible rugosité.

Leurs inconvénients sont :

- Lourdes
- La conduite en fonte est très chère.

IV.4.3 PRV (Polyester Renforcé de fibre de Verre) (2)

Le système de canalisations en PRV se distingue en offrant de nombreux avantages, dont :

- Excellente durabilité
- Faibles coûts de maintenance
- Caractéristiques hydrauliques constantes tout au long de la vie du produit
- Pas de nécessité de revêtement, de protection cathodique ou toute autre forme de prévention de corrosion
- Plus de tuyaux transportés par camion baissent les coûts de transport(Télescopage)
- Suppression de la nécessité de matériel onéreux de manutention des tuyaux
- Temps d'installation réduit par réduction du nombre de raccords
- Des faibles pertes de charges signifient des coûts de pompage et dysfonctionnement plus faibles

Chapitre IV : Étude d'adduction

- Des joints étanches et efficaces afin d'éliminer les infiltrations et exfiltrations
- La facilité de raccordement permet de diminuer les temps d'installation.
- Des déviations angulaires à l'axe de la canalisation sans accessoires et sans adaptation sont possibles.
- Faible célérité de l'onde ce qui permet de réduire les coûts destinés aux systèmes de lutte contre les surpressions et les coups de bélier.

IV.4.4 PVC (Polychlorure de vinyle)

Le PVC est un dérivé de l'éthylène, le monomère est le chlorure vinyle de formule CH_2CHCl .

La matière première est une poudre blanche. Le point de fusion se situe à 150°C , mais le produit se ramollit à 75°C .

Les avantages sont :

- Facilité de pose de canalisation ;
- Une bonne résistance chimique à la solution saline, acide et solution oxydable ;
- La finition des surfaces internes des tubes (lisses) réduit considérablement les pertes de charges comparativement à d'autres matériaux ;
- Une faible rugosité qui se maintient le long des années ;
- Disponibilité sur le marché national.

IV.4.5 PEHD (polyéthylène)

Le PE est issu des hydrocarbures, il résulte de l'association de nombreuses molécules simples (Éthylène) selon une réaction de polymérisation qui a lieu dans un réacteur chimique sous une pression et une température donnée en présence de catalyseurs.

La variation de l'un de ces paramètres peut changer la structure de la matière obtenue appelée polymère. Ce dernier peut être polyéthylène à basse densité (PEBD) ou à haute densité (PEHD) dont les points de fusion se situent respectivement à 115°C et 130°C .

Les raisons pour l'utilisation du polyéthylène sont illimitées, nous citons certaines d'entre elles :

- Facile à poser (grande flexibilité) ;
- Permet des rayons de courbure inférieur aux réseaux traditionnels ;
- Fiable au niveau des branchements (Pas de fuites) ;
- Durée de vie prouvée par l'expérience et les tests de vieillissement (Durée de vie théorique 50 ans à 20°C) ;

Chapitre IV : Étude d'adduction

- Bonnes caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité très faible) ;
- Répond parfaitement aux normes de potabilité ;
- Résiste à tous types de corrosion, ainsi que l'entartrage ;
- Résiste chimiquement lors de transport de fluides industriels et des eaux usées ;
- Se raccorde facilement aux réseaux (fonte, acier) ;
- Insensible aux mouvements du terrain (tremblement de terre) ;
- Très bonne étanchéité ;
- Disponibilité sur le marché national.

Leur inconvénient est la technique spéciale de montage.

Conclusion

Dans notre étude nous avons opté pour les conduites en PEHD (Polyéthylène haute densité) :

- Bonne résistance à la corrosion.
- Supporter des pressions importantes.
- Disponible sur le marché.
- Faible pertes de charges.
- Résistants aux changements climatiques à l'écart thermiques.
- Résistants aux ondes.
- Flexible.
- Légèreté facilitant la pose.

IV.5 Méthode de calcul

IV.5.1 Cas d'un écoulement gravitaire

Dans le cas d'un écoulement gravitaire, le dimensionnement est basé sur la détermination d'un diamètre avantageux à partir de la relation suivante.

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

$$D_{cal} = \sqrt[m]{\frac{K' \times L_e \times Q^\beta}{\Delta H_t}} \quad (\text{IV -2})$$

Avec :

ΔH_t : Perte charge totale (m)

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

D_{cal} : Diamètre calculé de la conduite (m)

K' : Coefficient de la perte de charge

β : Exposant selon le régime d'écoulement

m : Exposant selon le type du matériau

L_e : Longueur équivalent (m)

Les pertes de charge singulières ΔH_{sin} sont estimées à 10% des pertes de charge linéaires ΔH_{lin}

$$\Delta H_t = \Delta H_{lin} \times (1 + 0.1) \quad (\text{IV-3})$$

D'où

$$L_e = L_g \times (1.10) \quad (\text{II-4})$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m)

K' , β et m sont donnés par le tableau (IV-1)

Chapitre IV : Étude d'adduction

Tableau IV- 1 Valeurs de K' , β m

Tuyau	K'	m	β
Acier	0.00179 à 0.001735	5.1 à 5.3	1.9 à 2
Fonte	0.00179 à 0.001735	5.1 à 5.3	1.9 à 2
Plastique	0.001052	4.774	1.77

Source (1)

IV.5.2 Cas de refoulement

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

- Formule de BONNIN

$$D_{ec} = \sqrt{Q} \quad (\text{II-5})$$

- Formule de BRESSE

$$D_{ec} = 1.5 \times \sqrt{Q} \quad (\text{II-6})$$

Avec :

Q : Débit véhicule par la conduite (m³/s).

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

- Formule de MUNIER

$$D_{ec} = (1 + 0.02n) \times \sqrt{Q} \quad (\text{II-7})$$

Avec :

n : Désigne le nombre d'heures de pompage.

Remarques :

Ces formules donnent des diamètres calculés non normalisés.

La formule de BRESSE est valable seulement pour des longueurs ≤ 1 KM.

IV.5.3 Autre méthode de la détermination du diamètre économique (1) :

On considère une gamme de diamètres au voisinage du diamètre économique calculé donné par les formules précédentes et on calcule le bilan entre les dépenses d'amortissement et les frais d'exploitation.

- Frais d'Amortissement annuel

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

$$A = \frac{i}{(i + 1)^n - 1} + i \quad (\text{IV-8})$$

A : Frais d'amortissement (DA)

i : Taux d'annuité ; $i = 8 \%$

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

AN :

$$A = \frac{0.08}{(0.08 + 1)^{30} - 1} + 0.08 = 0.088 = 8.88\%$$

- Frais d'exploitation

Il faut d'abord déterminer les pertes de charge (ΔH) engendrées dans les canalisations (D_{n1}, \dots, D_{nn}). Connaissant la hauteur géométrique (Hg), on peut déterminer les hauteurs manométriques totales (HMT) correspondant à chaque canalisation D_{n1}, \dots, D_{nn} .

IV.5.3.1 Calcul des pertes de charge

Les pertes de charges sont des pertes en énergie mécanique de l'eau qui se transforme en chaleur sous l'effet du frottement entre les particules de l'eau et les parois de la canalisation, elles se présentent sous deux formes :

- Les pertes de charge linéaires
- Les pertes de charge singulières

Pertes de charge linéaires :

Dans une conduite, les pertes de charge dépendent de :

- Diamètre de la conduite D .
- Longueur de la conduite L .

Chapitre IV : Étude d'adduction

- Débit véhiculé Q .
- Rugosité de la conduite ε .

Formule générale de la perte de charge

La formule générale de la perte de charge est :

$$\Delta H = \frac{K \times L \times Q^n}{D^m} \quad (\text{IV-9})$$

Avec :

K , m et n sont des constantes

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

L : Longueur de la conduite (m)

Formule de DARCY-WEISBACH

$$\Delta H = 0.0826\lambda \times L \times \frac{Q^2}{D^5} \quad (\text{IV-10})$$

Lorsqu'on travaille avec la vitesse d'écoulement V (m/s) plutôt qu'avec le débit, on obtient l'équation traditionnelle de DARCY :

$$\Delta H = \lambda \times \frac{L}{D} \times \frac{V^2}{2g} \quad (\text{IV-11})$$

Le coefficient de frottement dépend de la rugosité relative ε/D et du nombre de Reynolds qui est défini comme suite :

$$Re = \frac{VD}{\nu} = \frac{VD\rho}{\mu} \quad (\text{IV-12})$$

Où :

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

D : Diamètre de la conduite (m)

ν : Viscosité cinématique du liquide ($\nu = \mu/\rho$)

μ : Viscosité dynamique du liquide

Chapitre IV : Étude d'adduction

Lorsque l'écoulement est turbulent, la formule générale de Colebrook (1939) fournit le coefficient de frottement λ en fonction de ε/D et Re :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \times \log_{10} \left(\frac{\varepsilon/D}{3.71} + \frac{2.51}{Re\sqrt{\lambda}} \right) \quad (\text{II-13})$$

Pour un régime turbulent complètement, le coefficient de frottement λ est donné par la relation de Nikuradzé :

$$\lambda = (1.14 - 0.86 \times \ln(\varepsilon/D))^{-2} \quad (\text{II-14})$$

Les pertes de charge singulière ΔH_s seront estimées à 10% des pertes de charges linéaires.

La perte de charge totale

$$\Delta H_T = \Delta H_s + \Delta H_L = \Delta H_L \times (1.10) \quad (\text{II-15})$$

IV.5.3.2 Calcul de la hauteur manométrique totale

$$HMT = H_g + \sum \Delta H_a + \sum \Delta H_r \quad (\text{IV-16})$$

H_g : La hauteur géométrique (m)

ΔH_a : Pertes de charge à l'aspiration (m)

ΔH_r : Pertes de charge au refoulement (m)

IV.5.3.3 Puissance absorbée par la pompe

Puissance absorbée = puissance hydraulique fournie/rendement

$$P_{absorbée} = \frac{\rho \times g \times Q \times HMT}{\eta} \quad (\text{II-17})$$

$P_{absorbée}$: Puissance absorbée (W)

Chapitre IV : Étude d'adduction

η : Rendement de la station de pompage pompe en (%)

Q : Débit refoulé par la pompe en (m³/s)

g : Accélération de pesanteur (9.81 m/s²)

ρ : Masse volumique de l'eau (kg/ m³)

IV.5.3.4 Energie consommée

$$E_{consommée} = P_{absorbée} \times t \times 365 \quad (\text{II-18})$$

Où :

$E_{consommée}$: Energie consommée (KWh)

t : Temps de pompage par jours (heures)

IV.5.3.5 Dépense annuelle de l'énergie

$$F_{ex} = E_{consommée} \times e \quad (\text{II-19})$$

Où :

F_{ex} : Dépense annuelle de l'énergie (DA)

e : Prix unitaire de l'énergie électrique (DA/KWh)

Tableau IV- 2 Variation journalière des tarifs de l'énergie

Période	Pointe	Pleines	Nuit
Horaires	17h à 21h	6h à 17h et 21h à 23h	23h à 6h
Prix Kwh (DA)	8.1147	2.1645	1.205

IV.6 Etude de l'adduction

Notre système de transfert est composé de trois parties :

1. **La première** : est de faire pomper les eaux du barrage jusqu'à la station de traitement, en passant par le réservoir tampon.
2. **La deuxième** : de la station de traitement, les eaux seront refoulées jusqu'à l'altitude vers Sidi Serhane vers un réservoir tampon.
3. **La troisième** : par gravité, l'eau s'écoule dans une conduite à projeter vers des réservoirs de distributions.



Figure IV- 1 Image satellitaire représente le tracé de la mobilisation des eaux brutes vers la station de traitement

IV.6.1 Mobilisation des eaux brutes vers la station de traitement

Par rapport au nouveau débit à véhiculer de 200 l/s, deux variantes peuvent être envisagées :

1. La station existante est à garder sans modification avec renforcement par d'autres pompes pour satisfaire le débit nécessaire.
2. La station existante sera réhabilitée, en remplaçant les pompes existantes par d'autres de même type (Groupes électropompes verticale immergés). La robinetterie de la première ligne existante d'équipements sera gardée.

IV.6.1.1 Variante 01 : Renforcement de la station existante par des pompes additionnelles

Cette variante consiste sur l'installation des pompes additionnelles dans la station de pompage existante au niveau du barrage « MAGTAA LEZREG » car le débit pompé des anciennes pompes est insuffisant comme le montre les données suivantes.

Les caractéristiques de la station de pompage existante sont :

- Nombre de pompe : 2+1
- Débit = 60 l/s
- HMT = 100 mce
- Conduite de refoulement : DN400mm PEHD PN16

Les contraintes techniques :

Après une visite sur le terrain, nous avons constaté que trois majeurs contraintes empêchent l'exploitation des pompes existantes.

1. Les pannes fréquentes des pompes existantes.
2. Espace suffisant pour l'installation d'une seule pompe additionnelle dans le meilleur des cas.
3. Les pompes existantes aspirent à partir d'une galerie des eaux filtrées moins chargées, mais cette galerie n'assure pas la quantité demandée.

IV.6.1.2 Variante 02 : Remplacement des pompes de la station existante par de nouvelles pompes

Cette variante consiste sur le remplacement des pompes existantes par celles projetées de débit égal à **17280 m³/j (200l/s)**.

Les pompes seront mises en fonctionnement 22 heures/24, donc le débit refoulé par les pompes sera :

$$Q_{pompes} = \frac{Q_{st,j}}{t_f} (m^3/h) \quad (II-20)$$

Avec :

Q_{pompes} : Débit refoulé par les pompes (m^3/h)

t_f : Temps de fonctionnement des pompes (*heures/j*)

$Q_{st,j}$: Débit journalier à traiter par la station de traitement (m^3/j)

Donc :

$$Q_{pompes} = \frac{17280}{22} = 785.45 \text{ (} m^3/h \text{)} = 218.18 \text{ (} l/s \text{)}$$

IV.6.1.3 Vérification de la capacité du réservoir 2000 m^3 existant

Le volume du réservoir tampon est :

$$V_{tampon} = V_{cumulé} + V_{util} + V_{alarme} \text{ (} m^3 \text{)} \quad \text{(IV.21)}$$

Ce réservoir joue deux rôle :

- Reliant entre la conduite de refoulement par la conduite gravitaire.
- Assure l'alimentation de la station de traitement pendant l'arrêt des pompes de la SP1.

Pendant le temps du repos des pompes (2h), le volume cumulé sera :

$$V_{cumulé} = 785.45 \times 2 = 1570.91 \text{ } m^3$$

Le volume utile du réservoir est :

$$V_{utile} = \frac{Q \times t}{4} \text{ (} m^3 \text{)}$$

On prend $t=15mn$,

$$V_{utile} = \frac{785.45 \times 0.25}{4} = 49.1 \text{ (} m^3 \text{)}$$

Le volume d'alarme est :

$$V_{alarme} = S_{alarme} \times L_{alarme} \text{ (} m^3 \text{)}$$

Avec :

$L_{alarme} = 0.1 \text{ m}$;

$S_{alarme} = V_{Réservoir}/hauteur \Rightarrow 2000/7$;

AN :

$$V_{alarme} = 285.7 \times 0.1 = 28.7 \text{ } m^3$$

Chapitre IV : Étude d'adduction

Donc le volume tampon est : $V_{tampon} = 1648.7 < 2000 \text{ m}^3$

La capacité du réservoir R2000 m³ est largement suffisante.

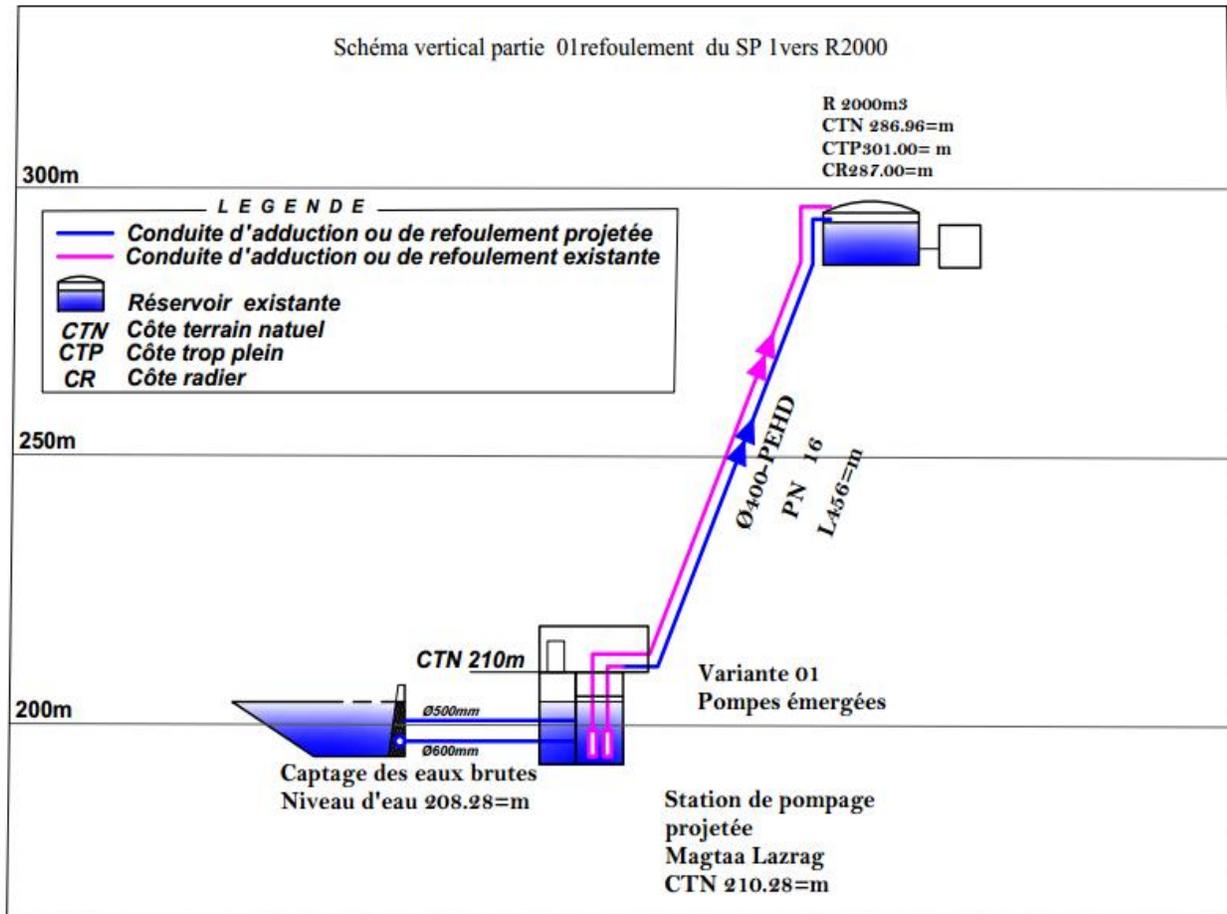


Figure IV- 2 Schéma vertical partie 01 (refoulement du SP1 vers R2000)

IV.6.1.4 Vérification de la vitesse d'écoulement dans la conduite existante

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{4 \times 0.2182}{\pi \times (0.3274)^2} = 2.59 \text{ m/s}$$

C'est une vitesse acceptable pour une conduite en PEHD.

Les nouvelles caractéristiques de la conduite existante sont montrées dans le tableau suivant :

Tableau IV- 3 caractéristique de la conduite existante du tronçon (SP1-R2000)

Type	Pression nominale (bar)	Diamètre extérieur (mm)	Diamètre intérieur (mm)	Épaisseur (mm)	Longueur (m)	Longueur équivalente (m)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (mce)
PEHD	16	400	327.4	36.3	462	508.2	2.59	7.6

IV.6.1.5 Dimensionnement de la conduite gravitaire (R2000-ST)

La conduite gravitaire relie le réservoir tampon 2000m³ à la station de traitement. Cette conduite doit assurer un débit de 200l/s avec une pression minimale de 0.2 bar.

Détermination de la charge disponible

$$\text{Charge disponible} = \text{Côte du radier} - (\text{Côte de la ST} + \text{Pression demandée})$$

Donc :

$$\Delta H_{\text{disponible}} = 287 - (279 + 2) = 6 \text{ mce}$$

Afin de déterminer le diamètre avantageux du tronçon (R2000-ST), on égalise par hypothèse la charge disponible à la perte de charge :

$$\text{Charge disponible} = \text{La perte de charge}$$

Appliquons la formule suivante :

$$\Delta H = \frac{K' \times L_e \times Q^\beta}{D_{av}^m} \text{ (mce)}$$

Donc :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\left(\frac{K' \times L_e \times Q_{st}^\beta}{\Delta H}\right)}$$

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

ΔH : La charge disponible (m)

L_e : Longueur équivalente de la conduite (m)

$$L_e = 209.1 \times 1.1 = 230 \text{ m}$$

Q_{st} : Débit de la station de pompage $Q_{st} = 0.200 \text{ (m}^3\text{/s)}$

On utilise une conduite PEHD PN6

AN :

Chapitre IV : Étude d'adduction

$$D_{av} = \sqrt[4.774]{\left(\frac{0.001052 \times 230 \times 0.2^{1.77}}{6}\right)} = 0.281 \text{ m}$$

Ce diamètre est compris entre deux diamètres normalisé :

$$D_{N1} = 0.258 \leq 0.281 \leq D_{N2} = 0.290$$

On choisit le diamètre normalisé $D_{N2} = 290 \text{ mm}$ (PEHD PN6 De=315mm)

Tableau III- 6 Les caractéristiques de la conduite gravitaire projetée

Type	Pression nominale (bar)	Diamètre extérieur (mm)	Diamètre intérieur (mm)	Épaisseur (mm)	Longueur (m)	Longueur équivalente (m)	Q (m ³ /s)	ΔH (mce)	V (m/s)
PEHD	06	315	290.8	12.1	209.1	230	0.2	5	1.76

IV.6.2 Adduction par refoulement des eaux traitées vers le réservoir tampon projeté

Pour 24 heures de pompage par jour, le débit de dimensionnement, pour cette partie, sera **107.42 l/s**

En raison du tracé de la conduite choisi (il suivra une route existante) et la différence de niveau importante entre la station de traitement, départ de la conduite (CTN 276m) et le point haut d'arrivée au réservoir tampon projeté (CTN 539.5m). Ce dernier se trouve sur le point le plus haut de sidi Serhane. Nous projetons des stations de pompage intermédiaires.

L'emplacement des stations de pompage intermédiaires se fait selon deux variantes, tenant compte de la disponibilité du terrain.

IV.6.2.1 Tronçon de variante 01 : Du SP2 (276m) vers RT (CTP 539.5m) passant par 2 stations de reprises

La station de pompage SP2 est conçue pour refouler les eaux traitées de la station de traitement (CTN 276m) vers la station de pompage SP3 (CTN 375m) puis l'eau sera refoulée vers la station de pompage SP4 (CTN 433m). Finalement, l'eau sera pompée vers le réservoir tampon.

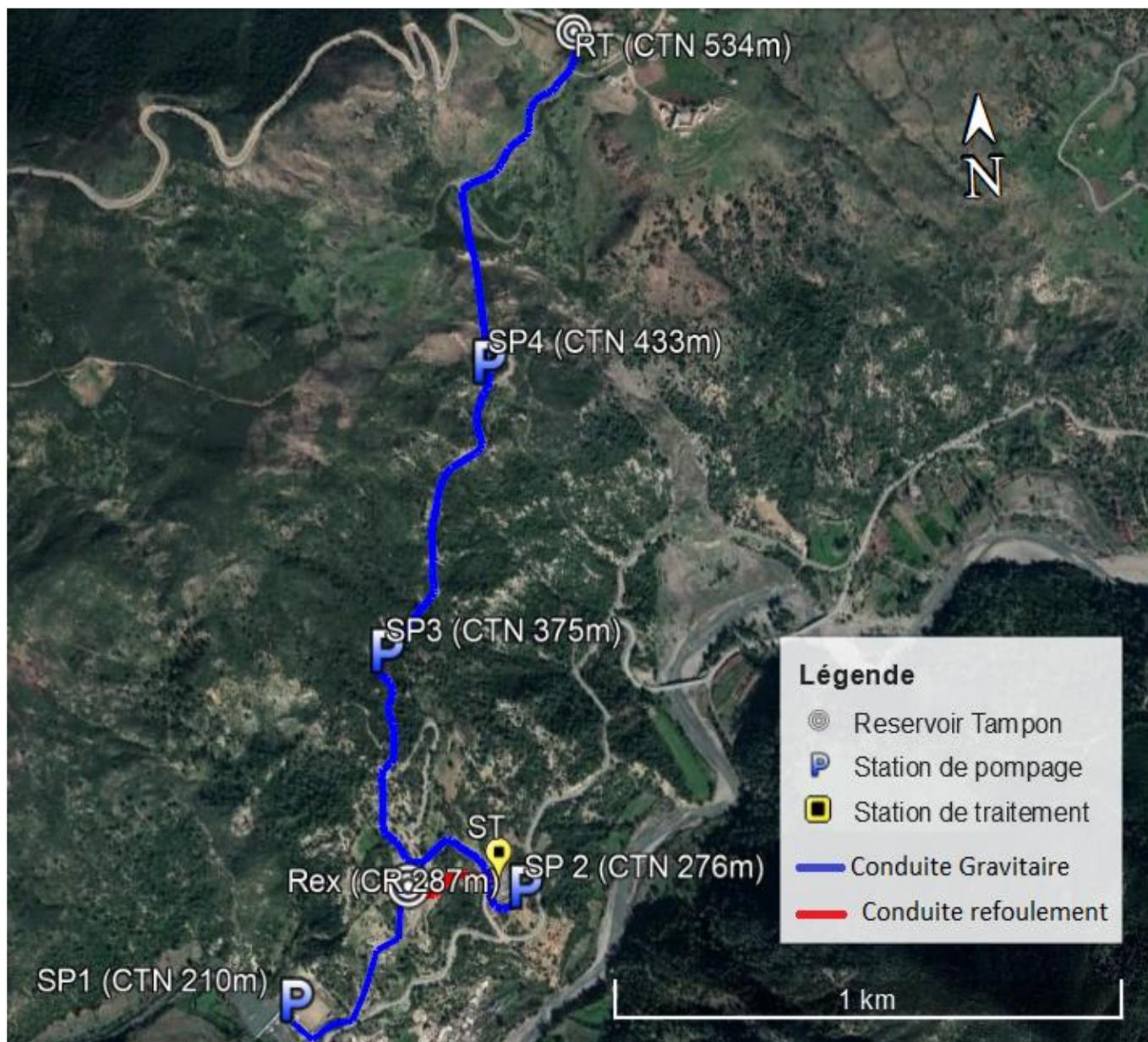


Figure IV- 3 Image satellitaire représente le tracé de la variante N°1

IV.6.2.1.1 Tronçon de la station de pompage N°2 (CTN 276m) vers la station de pompage N°3 (CTP 379.5m)

Ce tronçon relie la station de pompage N°2 (CTN 276m) à la station de pompage N°3 (CTN 379.5m).

La conduite en PEHD PE100 PN16 de 765m de linéaire. Le diamètre calculé donné par la formule de BONNIN :

Chapitre IV : Étude d'adduction

$$D_{ec} = \sqrt{(107.42 \times 10^{-3})} = 0.328m$$

Le coefficient de frottement interne a été calculé par approximations successives pour chaque diamètre. Les résultats obtenus sont dans le tableau (IV-4) :

Tableau IV- 4 Calcul HMT du tronçon (SP2-SP3)

D _{ext} (mm)	Epaisseur (mm)	D _{int} (mm)	Vitesse (m/s)	Nbr de Reynolds	λ Colebrook	longueur (m)	Hg (m)	ΔHT (mce)	HMT (mce)
200	18.2	163.6	5.11	836012.03	0.013545703	765	103.5	92.73	196.23
250	22.7	204.6	3.27	668482.74	0.013621298	765	103.5	30.48	133.98
315	28.6	257.8	2.06	530533.63	0.013827012	765	103.5	9.74	113.24
400	36.3	327.4	1.28	417750.67	0.014161904	765	103.5	3.02	106.52
500	45.4	409.2	0.82	334241.37	0.014572239	765	103.5	1.02	104.52

Tableau IV- 5 Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SP2-SP3)

D _{extérieur} (mm)	Prix de mL (DA)	longueur (m)	Annuité (%)	Frais d'amortissement (DA)
200	6341.87	765	8.88	430815.91
250	9874.92	765	8.88	670823.07
315	15667.82	765	8.88	1064346.35
400	25304.47	765	8.88	1718983.26
500	39280.28	765	8.88	2668387.98

Tableau IV- 6 Frais d'exploitations du tronçon (SP2-SP3)

D _{extérieur} (mm)	HMT (m)	P (KW)	E (KWh)	Prix du KWh (DA)	Frais d'exploitation
200	196.23	252.18	2209102.38	2.8763	6354142.43
250	133.98	172.18	1508307.82	2.8763	4338414.92
315	113.24	145.53	1274833.81	2.8763	3666862.90
400	106.52	136.89	1199162.56	2.8763	3449206.23
500	104.52	134.32	1176631.36	2.8763	3384398.71

Tableau IV- 7 Bilan d'exploitation et d'amortissement du tronçon (SP2-SP3)

D _{extérieur} (mm)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Bilan (DA)
200	430815.91	6354142.43	6784958.34
250	670823.07	4338414.92	5009237.99
315	1064346.35	3666862.90	4731209.25

Chapitre IV : Étude d'adduction

400	1718983.26	3449206.23	5168189.48
500	2668387.98	3384398.71	6052786.69

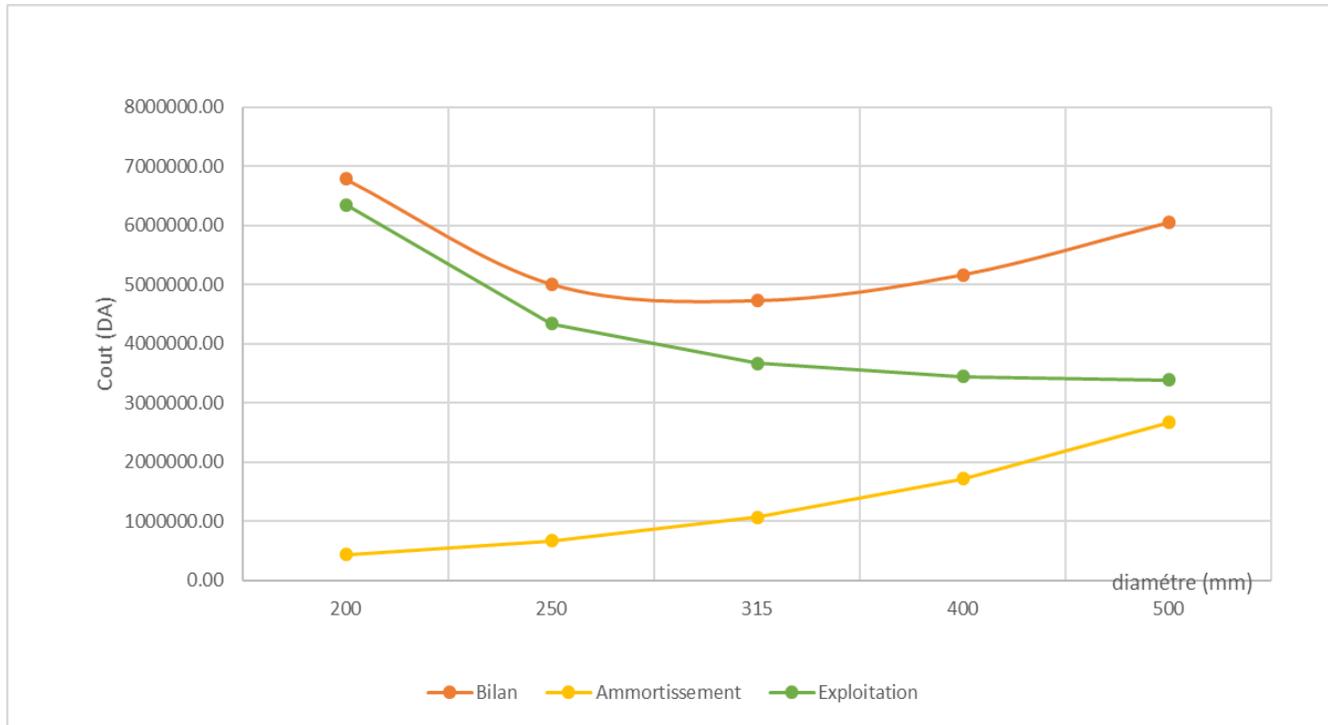


Figure IV- 4 Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon (SP2-SP3)

Interprétation :

Le diamètre économique est $D_N = 315$ mm, offre une vitesse d'écoulement de 2.06 m/s.

IV.6.2.1.2 Tronçon de la station de pompage N°3 (CTN 375m) vers la station de pompage N°4 (CTP 437.5m)

Ce tronçon relie la station de pompage N°3 (CTN 375m) par la station de pompage N°4 (CTN 437.5).

La conduite en PEHD PE100 PN16 avec un linéaire de 613m. Le diamètre calculé donné par la formule de BONNIN :

$$D_{ec} = \sqrt{Q}$$

AN :

$$D_{ec} = \sqrt{(107.42 \times 10^{-3})} = 0.328m$$

Le coefficient de frottement interne a été calculé par approximations successives pour chaque diamètre. Les résultats obtenus sont dans le tableau (IV-8) :

Chapitre IV : Étude d'adduction

Tableau IV- 8 Calcul HMT du tronçon (SP3-SP4)

D _{ext} (mm)	Epaisseur (mm)	D _{int} (mm)	Vitesse (m/s)	Nbr de Reynolds	λ Colebrook	longueur (m)	Hg (m)	Δ H _T (mce)	HMT (mce)
200	18.2	163.6	5.11	836012.03	0.013545703	613	62.5	74.31	136.81
250	22.7	204.6	3.27	668482.74	0.013621298	613	62.5	24.43	86.93
315	28.6	257.8	2.06	530533.63	0.013827012	613	62.5	7.81	70.31
400	36.3	327.4	1.28	417750.67	0.014161904	613	62.5	2.42	64.92
500	45.4	409.2	0.82	334241.37	0.014572239	613	62.5	0.82	63.32

Tableau IV- 9 Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SP3-SP4)

D _{extérieur} (mm)	Prix de mL (DA)	longueur (m)	Annuité (%)	Frais d'amortissement (DA)
200	6341.87	613	8.88	345215.89
250	9874.92	613	8.88	537535.35
315	15667.82	613	8.88	852868.38
400	25304.47	613	8.88	1377433.64
500	39280.28	613	8.88	2138198.47

Tableau IV- 10 Frais d'exploitation du tronçon (SP3-SP4)

D _{extérieur} (mm)	HMT (m)	P (KW)	E (KWh)	Prix du KWh (DA)	Frais d'exploitation
200	136.81	175.81	1540117.70	2.8763	4429911.13
250	86.93	111.71	978565.98	2.8763	2814694.18
315	70.31	90.35	791481.57	2.8763	2276574.72
400	64.92	83.43	730845.66	2.8763	2102164.86
500	63.32	81.37	712791.25	2.8763	2050234.13

Tableau IV- 11 Bilan d'exploitation et d'amortissement du tronçon (SP3-SP4)

D _{extérieur} (mm)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Bilan (DA)
200	345215.89	4429911.13	4775127.02
250	537535.35	2814694.18	3352229.53
315	852868.38	2276574.72	3129443.11
400	1377433.64	2102164.86	3479598.51
500	2138198.47	2050234.13	4188432.61

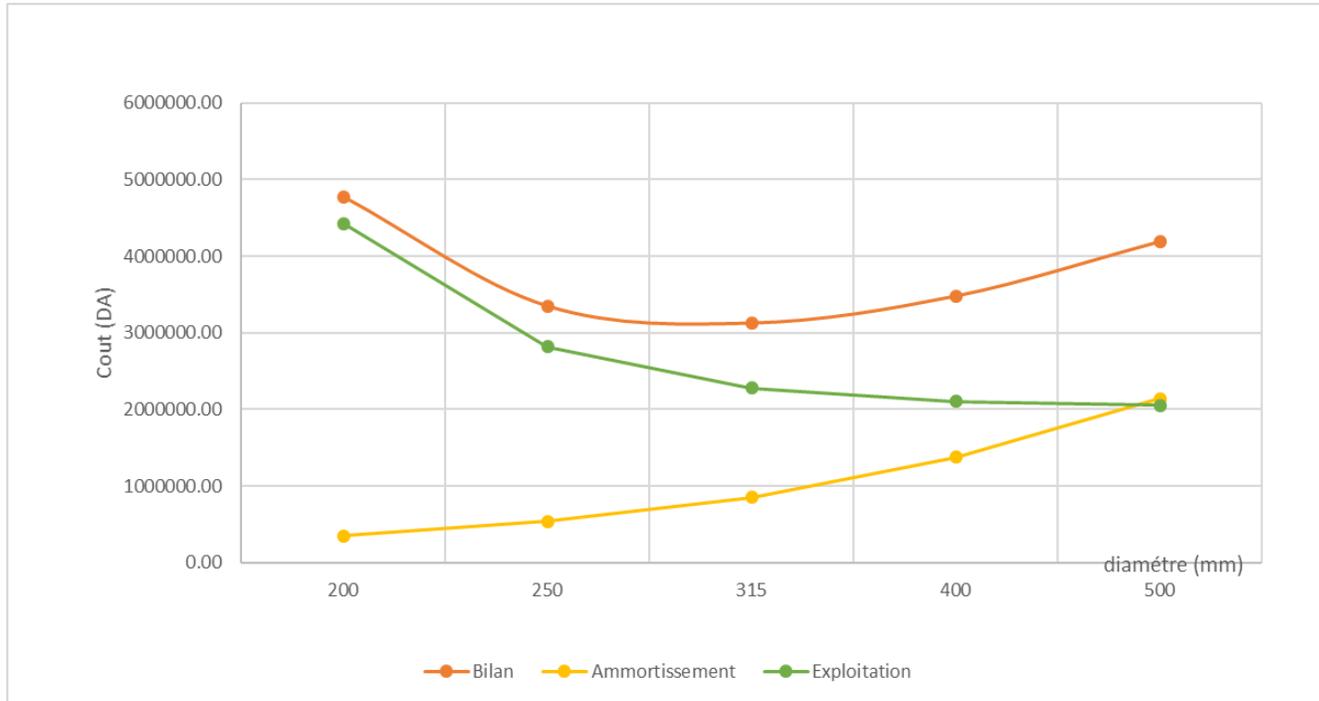


Figure IV- 5 Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon (SP3-SP4)

Interprétation :

Le diamètre le plus économique est $D_N = 315$ mm, offre une vitesse de 2.06m/s.

IV.6.2.1.3 Tronçon de la station de pompage N°4 (CTN 433m) vers le réservoir tampon (CTP 539.5m)

Ce tronçon relie la station de pompage N°3 (CTN 433m) par un réservoir tampon (CTP539.5m).

La conduite en PEHD PE100 PN16 d'un linéaire de 903m. Le diamètre calculé par la formule de BONNIN :

$$D_{ec} = \sqrt{Q}$$

AN :

$$D_{ec} = \sqrt{(107.42 \times 10^{-3})} = 0.328m$$

Le coefficient de frottement interne a été calculé par approximations successives pour chaque diamètre. Les résultats obtenus sont dans le tableau ci-après :

Chapitre IV : Étude d'adduction

Tableau IV- 12 Calcul HMT du tronçon (SP4-RT)

D _{ext} (mm)	Epaisseur (mm)	D _{int} (mm)	Vitesse (m/s)	Nbr de Reynolds	λ Colebrook	longueur (m)	Hg (m)	Δ H _T (mce)	HMT (mce)
200	18.2	163.6	5.11	836012.03	0.013545703	903	106.5	109.46	215.96
250	22.7	204.6	3.27	668482.74	0.013621298	903	106.5	35.98	142.48
315	28.6	257.8	2.06	530533.63	0.013827012	903	106.5	11.50	118.00
400	36.3	327.4	1.28	417750.67	0.014161904	903	106.5	3.57	110.07
500	45.4	409.2	0.82	334241.37	0.014572239	903	106.5	1.20	107.70

Tableau IV- 13 Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SP4-RT)

D _{extérieur} (mm)	Prix de mL (DA)	longueur (m)	Annuité (%)	Frais d'amortissement (DA)
200	6341.87	903	8.88	508531.72
250	9874.92	903	8.88	791834.29
315	15667.82	903	8.88	1256346.08
400	25304.47	903	8.88	2029074.35
500	39280.28	903	8.88	3149744.24

Tableau IV- 14 Frais d'exploitations du tronçon (SP4-RT)

D _{extérieur} (mm)	HMT (m)	P (KW)	E (KWh)	Prix du KWh (DA)	Frais d'exploitation
200	215.96	277.53	2431194.25	2.8763	6992955.46
250	142.48	183.10	1603981.85	2.8763	4613606.52
315	118.00	151.64	1328390.95	2.8763	3820911.78
400	110.07	141.45	1239069.21	2.8763	3563991.55
500	107.70	138.41	1212473.56	2.8763	3487493.26

Tableau IV- 15 Bilan d'exploitation et d'amortissement du tronçon (SP4-RT)

D _{extérieur} (mm)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Bilan (DA)
200	508531.72	6992955.46	7501487.18
250	791834.29	4613606.52	5405440.80
315	1256346.08	3820911.78	5077257.86
400	2029074.35	3563991.55	5593065.90
500	3149744.24	3487493.26	6637237.51

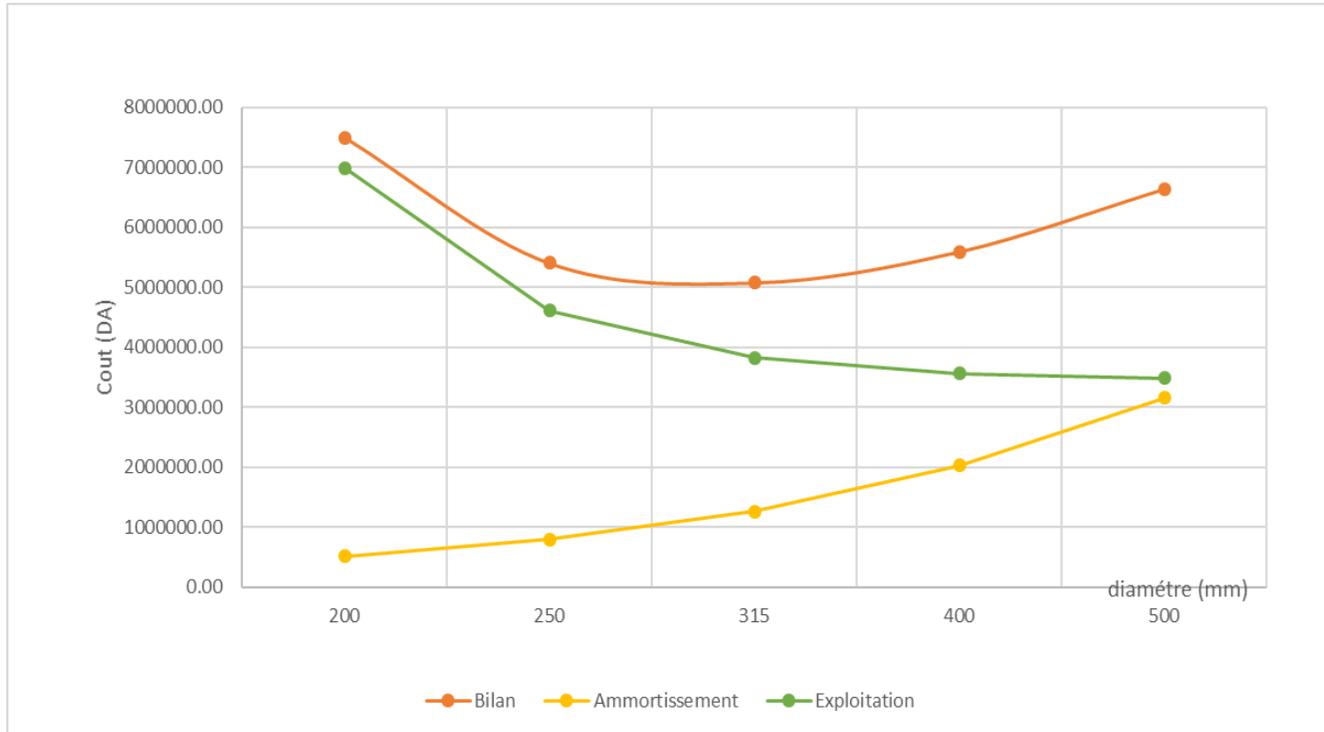


Figure IV- 6 Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon (SP4-TP)

Interprétation :

Le diamètre le plus économique est $D_N = 315$ mm, offre une vitesse de 2.06m/s.

Chapitre IV : Étude d'adduction

IV.6.2.1.4 Devis estimatif des travaux et équipements des stations de pompage

Les devis estimatifs pour la réalisation des stations de pompage avec trois (3) pompes, sont montrés ci-après :

Tableau IV- 16 Devis estimatif de la réalisation et équipement des stations de pompage

	Montant (DA)		
	SP2	SP3	SP4
Étude et établissement du dossier d'exécution	1000000.00	1000000.00	1000000.00
(3) Groupes électropompes	7500000.00	5500000.00	7500000.00
Équipements électriques (MT)	3000000.00	1600000.00	3000000.00
Groupe électrogène	16000000.00	16000000.00	16000000.00
Armoires électriques (MT+BT)	4700000.00	2200000.00	4700000.00
Système de contrôle commande et supervision	15000000.00	13000000.00	15000000.00
Système de contrôle commande et supervision (Poste central)	1500000.00	1300000.00	1500000.00
Eclairage	400000.00	400000.00	400000.00
Alimentation et raccordement des équipements électriques	1800000.00	1500000.00	1800000.00
Équipement de protection et divers électriques	1000000.00	750000.00	1000000.00
Lot de pièces de rechange	1500000.00	1500000.00	1500000.00
Équipement hydromécanique	5369000.00	5245000.00	5369000.00
Construction GC (Bâtiment + Bâche de reprise)	20000000.00	16000000.00	20000000.00
Total	78769000.00	65995000.00	78769000.00
	223533000		

IV.6.2.2 Tronçon de variante 02 : Du SP2 (276m) vers RT (CTP 539.5m) passant par une seule station de pompage intermédiaire SP3 (433m)

La station de pompage SP2 est conçue pour refouler les eaux traitées de la station de traitement (CTN 276m) directement vers la station de pompage SP3 (CTN 375m) l'eau sera refoulée vers le réservoir tampon (CPE539.5m).

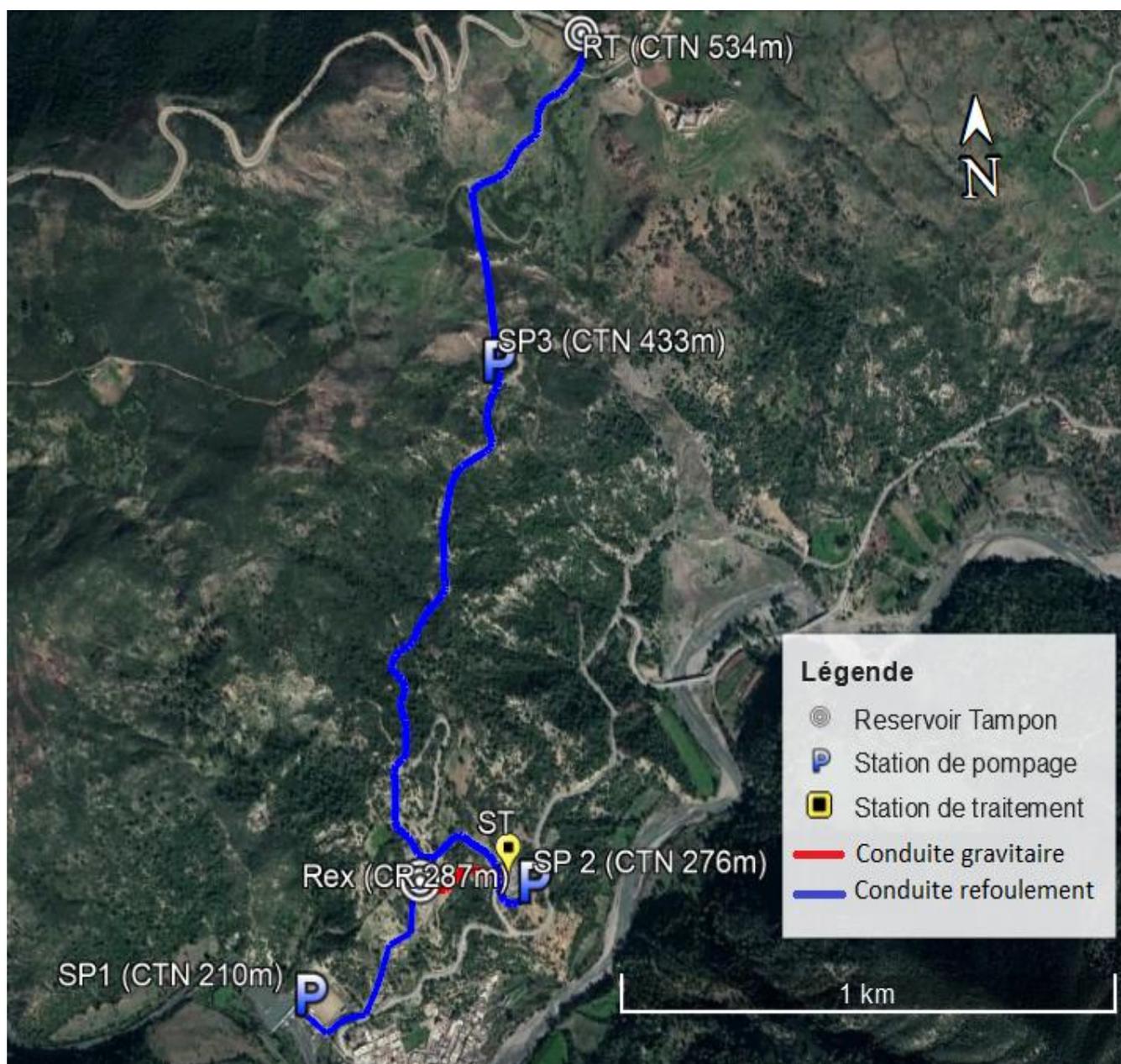


Figure IV- 7 Image satellitaire représente le tracé de la variante N°2

Chapitre IV : Étude d'adduction

IV.6.2.2.1 Tronçon de la station de pompage SP2 (CTN276) vers la station de pompage SP3 (Ctp437.5)

Ce tronçon relie la station de pompage N°2 (CTN 276m) à la station de pompage N°3 (Ctp437.5m).

La conduite en PEHD PE100 PN25 avec un linéaire de 1378m. Le diamètre calculé donné par la formule de BONNIN :

$$D_{ec} = \sqrt{(107.42 \times 10^{-3})} = 0.328m$$

Tableau IV- 17 Calcul HMT du tronçon (SP2-SP3)

D _{ext} (mm)	Epaisseur (mm)	D _{int} (mm)	Vitesse (m/s)	Nbr de Reynolds	λ Colebrook	longueur (m)	Hg (m)	ΔHT (mce)	HMT (mce)
200	27.4	145.2	6.49	941952.95	0.013558055	1378	161.5	303.60	465.10
250	34.2	181.6	4.15	753147.40	0.013565226	1378	161.5	99.26	260.76
315	43.1	228.8	2.61	597777.84	0.013705348	1378	161.5	31.59	193.09
400	54.7	290.6	1.62	470652.34	0.01398031	1378	161.5	9.75	171.25
500	68.3	363.4	1.04	376366.45	0.014342898	1378	161.5	3.27	164.77

Tableau IV- 18 Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SP2-SP3)

D _{extérieur} (mm)	Prix de mL (DA)	longueur (m)	Annuité (%)	Frais d'amortissement (DA)
200	9264.23	1378	8.88	1133630.47
250	13790.03	1378	8.88	1687436.33
315	21888.98	1378	8.88	2678475.68
400	35249.71	1378	8.88	4313380.11
500	50982.33	1378	8.88	6238524.19

Tableau IV- 19 Frais d'exploitation du tronçon (SP2-SP3)

D _{extérieur} (mm)	HMT (m)	P (KW)	E (KWh)	Prix du KWh (DA)	Frais d'exploitation
200	465.10	597.70	5235876.65	2.8763	15060191.98
250	260.76	335.11	2935546.94	2.8763	8443648.21
315	193.09	248.14	2173721.60	2.8763	6252375.07
400	171.25	220.07	1927852.35	2.8763	5545170.07
500	164.77	211.75	1854919.55	2.8763	5335390.13

Chapitre IV : Étude d'adduction

Tableau IV- 20 Frais d'amortissement du tronçon (SP2-SP3)

D _{extérieur} (mm)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Bilan (DA)
200	1133630.47	15060191.98	16193822.46
250	1687436.33	8443648.21	10131084.53
315	2678475.68	6252375.07	8930850.75
400	4313380.11	5545170.07	9858550.19
500	6238524.19	5335390.13	11573914.31

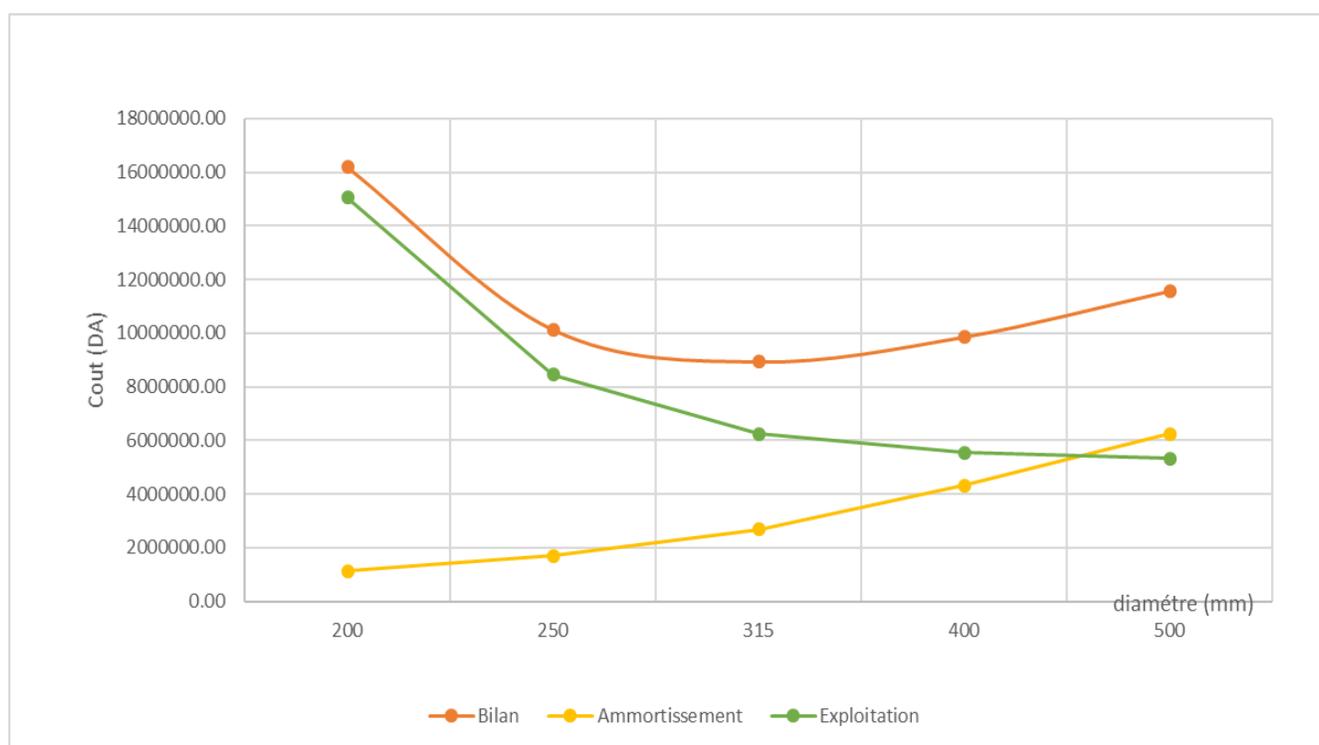


Figure IV- 8 Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon (SP2-SP3)

Interprétation :

On va choisir le diamètre $D_N=315$ mm qui offre une bonne vitesse d'écoulement 2.61m/s

IV.6.2.2.2 Tronçon de la station de pompage N°3 (CTN 433m) vers un réservoir tampon (CTP 539.5m)

Ce tronçon relie la station de pompage N°3 (CTN 433m) par un réservoir tampon (CTP539.5m).

Chapitre IV : Étude d'adduction

La conduite en PEHD PE100 PN16 avec un linéaire de 903m. Le diamètre calculé par la formule de BONNIN :

$$D_{ec} = \sqrt{Q}$$

AN :

$$D_{ec} = \sqrt{(107.42 \times 10^{-3})} = 0.328m$$

Le coefficient de frottement interne a été calculé par approximations successives pour chaque diamètre. Les résultats obtenus sont dans le tableau ci-après :

Tableau IV- 21 Calcul HMT du tronçon (SP3-RT)

D _{ext} (mm)	Epaisseur (mm)	D _{int} (mm)	Vitesse (m/s)	Nbr de Reynolds	λ Colebrook	longueur (m)	Hg (m)	ΔHT (mce)	HMT (mce)
200	18.2	163.6	5.11	836012.03	0.013545703	903	106.5	109.46	215.96
250	22.7	204.6	3.27	668482.74	0.013621298	903	106.5	35.98	142.48
315	28.6	257.8	2.06	530533.63	0.013827012	903	106.5	11.50	118.00
400	36.3	327.4	1.28	417750.67	0.014161904	903	106.5	3.57	110.07
500	45.4	409.2	0.82	334241.37	0.014572239	903	106.5	1.20	107.70

Tableau IV- 22 Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SP3-RT)

D _{extérieur} (mm)	Prix de mL (DA)	longueur (m)	Annuité (%)	Frais d'amortissement (DA)
200	6341.87	903	8.88	508531.72
250	9874.92	903	8.88	791834.29
315	15667.82	903	8.88	1256346.08
400	25304.47	903	8.88	2029074.35
500	39280.28	903	8.88	3149744.24

Tableau IV- 23 Frais d'exploitations du tronçon (SP3-RT)

D _{extérieur} (mm)	HMT (m)	P (KW)	E (KWh)	Prix du KWh (DA)	Frais d'exploitation
200	215.96	277.53	2431194.25	2.8763	6992955.46
250	142.48	183.10	1603981.85	2.8763	4613606.52
315	118.00	151.64	1328390.95	2.8763	3820911.78
400	110.07	141.45	1239069.21	2.8763	3563991.55
500	107.70	138.41	1212473.56	2.8763	3487493.26

Chapitre IV : Étude d'adduction

Tableau IV- 24 Bilan d'exploitation et d'amortissement du tronçon (SP3-RT)

D _{extérieur} (mm)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Bilan (DA)
200	508531.72	6992955.46	7501487.18
250	791834.29	4613606.52	5405440.80
315	1256346.08	3820911.78	5077257.86
400	2029074.35	3563991.55	5593065.90
500	3149744.24	3487493.26	6637237.51

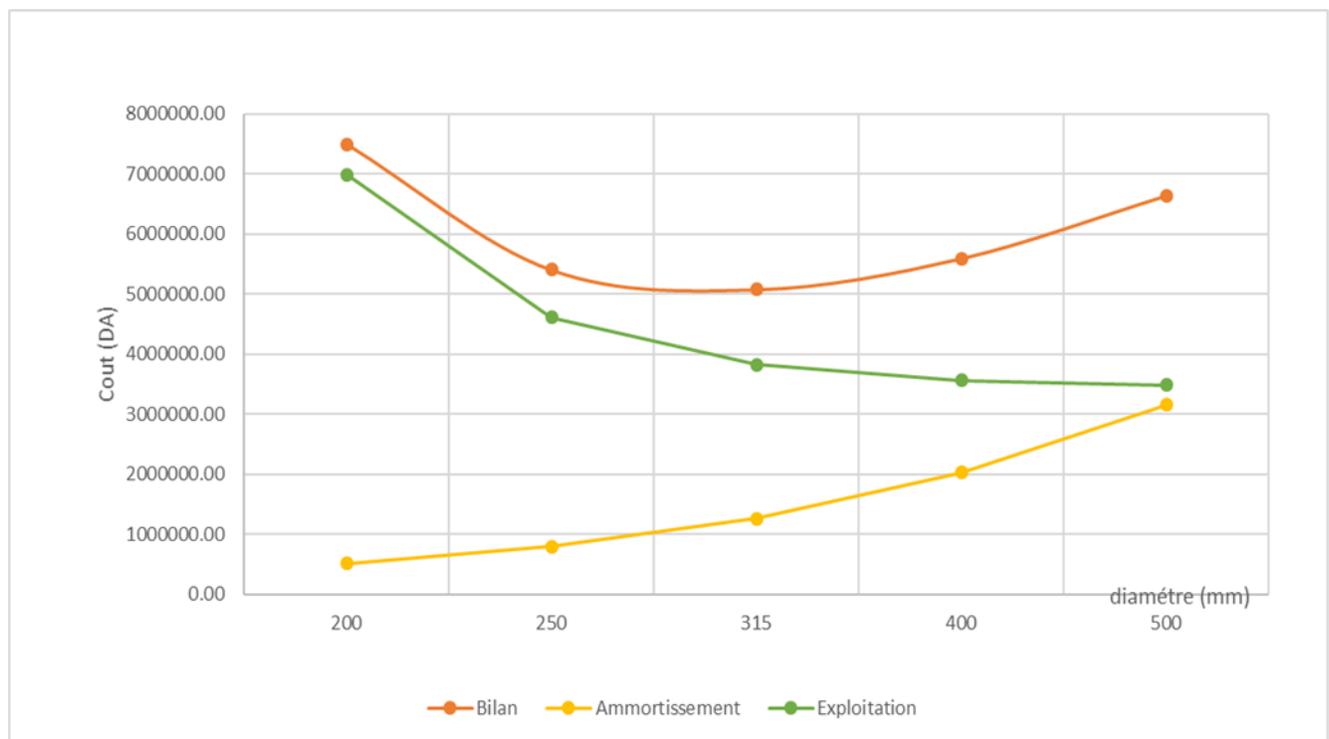


Figure IV- 9 Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon (SP4-TP)

Interprétation :

Le diamètre le plus économique est $D_N = 315$ mm, offre une vitesse de 2.06m/s.

Chapitre IV : Étude d'adduction

IV.6.2.2.3 Devis estimatif des travaux et équipements des stations de pompage

Les devis sont estimés pour la réalisation des stations de pompage avec trois (3) pompes :

Tableau IV- 25 Devis estimatif de la réalisation et équipement des stations de pompage

	Montant (DA)	
	SP2	SP3
Étude et établissement du dossier d'exécution	1000000.00	1000000.00
(3) Groupes électropompes	12500000.00	7500000.00
Équipements électriques (MT)	3800000.00	3000000.00
Groupe électrogène	16000000.00	16000000.00
Armoires électriques (MT+BT)	5500000.00	4700000.00
Système de contrôle commande et supervision	15000000.00	15000000.00
Système de contrôle commande et supervision (Poste central)	1500000.00	1500000.00
Eclairage	400000.00	400000.00
Alimentation et raccordement des équipements électriques	1800000.00	1800000.00
Équipement de protection et divers électriques	1000000.00	1000000.00
Lot de pièces de rechange	1500000.00	1500000.00
Équipement hydromécanique	6497000.00	5369000.00
Construction GC (Bâtiment + Bâche de reprise)	20000000.00	20000000.00
Total	86497000.00	78769000.00
	165266000	

Chapitre IV : Étude d'adduction

IV.6.3 Le choix de la meilleure variante pour la deuxième partie

Tableau IV- 26 Comparaison entre les variantes

	Variante 1			Variante 2	
Tronçons	SP2-SP3	SP3-SP4	SP4-RT	SP2-SP3	SP3-RT
Type de conduite	PEHD PE 100				
Pression nominale (bar)	16	16	16	25	16
Débit (m ³ /s)	0.10742	0.10742	0.10742	0.10742	0.10742
Vitesse (m/s)	2.05	2.05	2.05	2.61	2.05
Longueur (m)	765	613	903	1378	903
D _{ext} (mm)	315	315	315	315	315
D _{int} (mm)	257.8	257.8	257.8	228.8	257.8
Bilan (DA)	4731209.25	3129443.11	5077257.86	8930850.75	5077257.86
Bilan total (DA)	12937910.22			14008108.61	

Tableau IV- 27 Devis estimatif total des stations de pompage (couts de génie civil inclus)

	Variante 1	Variante 2
Devis estimatif (DA)	223533000.00	165266000.00

Résultat :

En tenant compte le devis de réalisation des stations de pompage ainsi que tous les équipements nécessaires, la variante technico-économique est « **Variante 2** ».

IV.6.4 Tronçon gravitaire du RT (CTN 535m) vers le réservoir de distribution de 7000 logements Sidi Serhane :

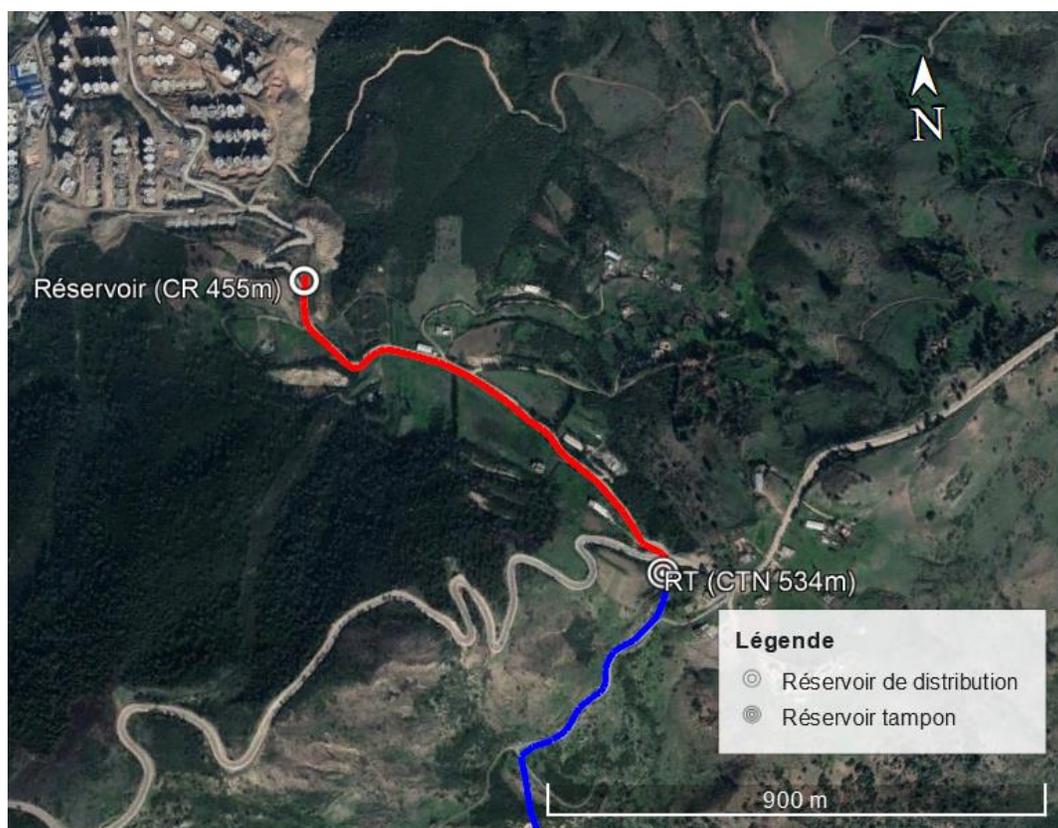


Figure IV- 10 image satellitaire représente le tracé du tronçon gravitaire (réservoir tampon- réservoir de distribution)

IV.6.4.1 Dimensionnement du tronçon gravitaire (RT-Réservoir de distribution)

Ce tronçon relie le réservoir tampon (CTP 539.5m) par le réservoir de distribution (CTP 457m) avec un linéaire de 918m.

Tableau IV- 28 Les caractéristiques du tronçon (RT-RD)

Débit	0.1074 m ³ /s
Longueur géométrique	918 m
Longueur équivalente	1009.8 m
Côte de départ (RT)	535 m
Côte d'arrivée (RA)	462 m
Charge disponible	73 m

Chapitre IV : Étude d'adduction

On suppose par hypothèse que la charge disponible entre les deux réservoirs ($H_d = C_{RT} - C_{RS}$), égale à la perte de charge totale ($H_d = \Delta H_t$).

Le diamètre avantageux est calculé par la formule suivante :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\left(\frac{K' \times L_e \times Q^\beta}{\Delta H}\right)} \quad (m. c. e)$$

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

ΔH : La charge disponible (m)

L_e : Longueur équivalente de la conduite (m)

Q : Débit véhiculé par la conduite (m³/s)

On utilise une conduite PEHD PN16

AN :

$$D_{av} = \sqrt[4.774]{\left(\frac{0.001052 \times 1009.8 \times 0.1074^{1.77}}{73}\right)} = 0.180 \text{ m}$$

Ce diamètre offre une vitesse inacceptable pour les conduites d'adduction (4.42m/s).

On va prendre une gamme de diamètres normalisés pour choisir un diamètre qui assure une vitesse d'écoulement acceptable.

Tableau IV- 29 Les vitesses pour différents diamètres de la conduite PEHD PN16

D_{ext} (mm)	Épaisseur (mm)	D_{int} (mm)	Vitesse (m/s)
250	22.7	204.6	3.27
315	28.6	257.8	2.06
355	32.2	290.6	1.62
400	36.3	327.4	1.28

On a choisi une conduite avec un diamètre $D_{ext}=250\text{mm}$ qui offre une vitesse de 3.27m/s.

Chapitre IV : Étude d'adduction

Calcul de la perte de charge créée par la conduite

$$\Delta H = \left(\frac{0.001052 \times 1009.8 \times 0.107^{1.77}}{0.204^{4.774}} \right) = 40m$$

Conclusion

Dans ce chapitre, on a dimensionné dans ce chapitre, les différents tronçons nécessaires pour notre adduction, ainsi que l'emplacement des ouvrages de stockage et de pompage. Le dimensionnement a fait d'une façon économique suite à une étude des variantes.

Les résultats obtenus sont acceptables, on a pris le choix technico-économique dans toutes les parties de l'adduction.

Chapitre V :

Étude de stockage

Chapitre V : Etude de stockage

Introduction

Les réservoirs sont des ouvrages hydrauliques indispensables en raison de leurs importances dans les réseaux d'adduction. Le but de ce chapitre est la détermination des volumes des différents types de réservoirs à réaliser dans notre projet.

V.1 Fonction des réservoirs

V.1.1 Fonctions techniques

- Régulation : tampon entre la production (stockage de l'excédent de production) et la consommation (apport du complément de la demande).
- Sécurité d'approvisionnement, dans l'éventualité d'un incident mettant hors fonctionnement les équipements du réseau.
- Mise en pression et régulation de pression : la charge au réservoir conditionne et stabilise le niveau piézométrique en distribution
- Simplification de l'exploitation : la présence d'un réservoir permet l'arrêt momentané des équipements de production, de pompage et même du réseau pour réparations et maintenance
- Réacteur de traitement : permet d'assurer un temps de contact avec un agent désinfectant

V.1.2 Fonctions économiques

- Réduction des investissements sur les ouvrages de production
- Réduction des investissements sur les ouvrages de distribution : la présence de réservoir d'équilibres en bout de réseau permet de réduire les diamètres des canalisations maitresses.
- Réduction des dépenses d'énergie, du fait de l'économie réalisée sur le temps de pompage.

Chapitre V : Etude de stockage

V.2 Classification des réservoirs (3)

Tableau V- 1 Classification des réservoirs

Situation par rapport la distribution	Position par rapport au sol	Rôle joué dans la distribution	Pression d'air sur le plan d'eau	Matériaux de construction	Forme
<ul style="list-style-type: none">■ En charge■ Nécessite une surpression	<ul style="list-style-type: none">■ Enterré■ Semi-enterré■ Au sol■ Surélevé	<ul style="list-style-type: none">■ Principal■ D'équilibre■ Tampon	<ul style="list-style-type: none">■ A pression atmosphérique■ En surpression	<ul style="list-style-type: none">■ Maçonnerie■ Béton■ Métalliques	<ul style="list-style-type: none">■ Circulaire■ Rectangulaire■ Carré

V.3 Choix des réservoirs

Le choix du réservoir dépend des :

- Conditions topographiques.
- Conditions géotechniques.
- Conditions hydrauliques.
- Conditions économiques.

V.4 Emplacement des réservoirs

Il faut, évidemment que l'emplacement choisi pour édifier le réservoir soit compatible avec l'un des rôles qu'il doit jouer, c'est-à-dire donner aux abonnés une pression suffisante au moment de la pointe.

En conséquence, on doit toujours tenir compte des considérations suivantes :

- Pour des raisons d'économie, il est préférable que le remplissage du réservoir se fasse par gravité, ce qui implique qu'on puisse le placer à un niveau bas par rapport au réservoir tampon.
- L'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité, le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération.
- Lorsque plusieurs réservoirs sont nécessaires, on doit les implanter de préférence soit en extrémité du réseau soit à proximité du centre important de consommation.
- L'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés avec une pression suffisante.
- La cote du radier doit être supérieure à la plus haute cote piézométrique exigée dans le réseau.

Chapitre V : Etude de stockage

V.5 Equipement des réservoirs (4)

V.5.1 Une chambre de visite :

Appelée également chambre sèche ou chambre de vannes, c'est la partie du réservoir où les agents peuvent venir faire des prélèvements d'eau, contrôler les compteurs généraux ou inspecter le niveau du réservoir. Pour des raisons d'hygiène et de sécurité, il est impératif de rester dans cette partie du réservoir pour ne pas contaminer l'eau stockée. La chambre de visite contient tous les appareils hydrauliques nécessaires au bon fonctionnement du réservoir à savoir le compteur d'eau, les vannes de sectionnement, la ventouse automatique, le réducteur de pression, etc.... La vidange de la réserve se fait également au niveau de la chambre de visite dans un puisard prévu à cet effet. Ce puisard permet aussi d'évacuer l'eau nécessaire au nettoyage de la chambre de visite. C'est aussi dans la chambre de visite qu'arrive et parte les conduites d'arrivée et de départ d'eau. C'est également en haut de la chambre de visite que se trouvent les aérations permettant d'assécher l'air du réservoir et d'éviter ainsi la condensation sur les murs.

V.5.2 Une conduite d'arrivée d'eau :

Cette conduite provient soit d'un captage, on dit alors qu'il s'agit d'une conduite d'adduction d'eau, soit d'un autre réservoir. Elle est généralement d'un plus gros diamètre que la conduite de départ d'eau et monte jusqu'au sommet de la réserve pour l'alimenter en eau. Dans un réservoir, la réserve est toujours remplie par le haut, l'eau tombe dans le réservoir. Cette canalisation est facile à reconnaître car elle est le plus souvent équipée d'une boîte à boue, d'un réducteur de pression et d'une vanne de sectionnement. Il n'y a généralement pas de compteur sur la conduite d'arrivée d'eau. Il peut y avoir plusieurs conduites d'arrivée d'eau dans un réservoir.

V.5.3 Une conduite de départ d'eau :

L'eau part en distribution par cette conduite. Contrairement à la conduite d'arrivée d'eau qui monte au sommet de la réserve, la conduite de départ d'eau part du fond de la réserve. Elle est toujours équipée d'un compteur divisionnaire afin de connaître la consommation des abonnés. La plupart du temps, elle est également équipée d'une ventouse automatique pour faire échapper l'air emprisonné dans la canalisation. Elle est évidemment équipée d'une vanne de sectionnement pour interrompre la distribution d'eau en cas de problème. A noter qu'il existe une conduite, appelée conduite de by-pass, entre la conduite d'arrivée et la conduite de départ d'eau, équipée généralement de deux vannes et d'un réducteur de pression, qui permet d'alimenter la conduite de départ d'eau par la conduite d'arrivée sans passer par la réserve, ce qui est très utile lors du nettoyage de la réserve pour vider cette dernière sans interrompre la distribution d'eau. Il peut y avoir plusieurs conduites de départ d'eau dans un réservoir suivant les besoins.

V.5.4 Un compteur :

Il y a systématiquement un compteur divisionnaire (appelé également compteur général ou compteur de sectorisation) sur la conduite de départ d'eau pour connaître la consommation des abonnés. Avec les techniques actuelles, ce compteur est généralement équipé de la télégestion ce qui permet d'en lire l'index depuis un ordinateur situé dans les locaux administratifs. En revanche, il n'y a pas obligatoirement un compteur sur la canalisation d'arrivée d'eau.

V.5.5 Plusieurs vannes :

Ces vannes permettent d'interrompre l'arrivée de l'eau dans le réservoir ou le départ de l'eau en distribution. S'il y a une conduite de by-pass, d'autres vannes s'ajoutent pour ouvrir ou fermer le by-pass. En général, on ajoute également des vannes de part et d'autre des appareils hydrauliques. Enfin, il y a une vanne permettant de vidanger le réservoir située au-dessus du puisard.

V.5.6 Une boîte à boue :

Ou filtre horizontal, cet appareil hydraulique est utilisé dans le cas où l'eau d'arrivée provient d'un captage (on parle alors d'adduction d'eau). Il s'agit en fait d'un filtre en inox dans un corps en fonte. La boîte à boue est toujours placée avant le compteur divisionnaire et les appareils de régulation ou de pompage. Elle permet de retenir d'éventuels débris qui seraient restés dans l'eau captée et ainsi de protéger le compteur situé en aval d'elle. Il s'agit d'un dégrillage sommaire de l'eau. La cartouche filtrante de la boîte à boue doit être régulièrement nettoyée. Le schéma suivant vous explique comment est construite une boîte à boue :

V.5.7 Un régulateur de pression :

En arrivant dans le réservoir, l'eau peut provenir soit d'un captage soit d'un autre réservoir situé plusieurs dizaines de mètres au-dessus de l'ouvrage. Cette eau acquiert donc une pression telle qu'elle peut endommager les différents appareils hydrauliques comme les compteurs ou les boîtes à boue. Il faut donc pour cela atténuer la "force" de l'eau en réduisant sa pression. Pour cela, un régulateur de pression (appelé aussi réducteur ou stabilisateur de pression) est composé d'une membrane et d'un gros ressort qui vont "appuyer" sur l'eau pour la freiner. Ce genre d'appareil est réglable et permet de maîtriser la pression de l'eau en amont et en aval du réducteur de pression.

V.5.8 Une ventouse automatique :

On est amené parfois à vider une canalisation lors d'une fuite par exemple. Ceci a pour conséquence de faire pénétrer de l'air dans la conduite. Cet air n'a qu'un seul choix pour s'échapper de la canalisation : remonter jusqu'à son extrémité. Mais il arrive que la conduite comporte sur son trajet des points hauts et des points bas comme dans une montagne russe, l'air reste alors bloqué dans les points hauts et ne peut plus s'échapper de la canalisation. La solution est d'installer une ventouse automatique au niveau de tous les points hauts ce qui va permettre à l'air de s'évacuer naturellement. On dit qu'il dégaze. Cet appareil est constitué principalement d'une bille, qui joue le rôle de flotteur, et d'un trou pour l'échappement de l'air. Lorsque la conduite est pleine d'eau, la bille est plaquée contre le trou par l'eau. Dès qu'une bulle d'air arrive dans la ventouse, la bille retombe et laisse s'échapper l'air par le trou puis l'eau revient plaquer la bille contre le trou. C'est donc pour cela que des ventouses automatiques sont installées sur les conduites de départ d'eau dans les réservoirs, elles servent à évacuer l'air contenu dans la canalisation de distribution, le réservoir constituant le point haut de la conduite

V.5.9 Une réserve d'eau :

La réserve est l'autre partie du réservoir bien distincte de la chambre de visite, c'est elle qui contient l'eau. Cette dernière arrive par le haut de la réserve, apportée par la conduite d'arrivée. Elle passe par un robinet fermé par un flotteur. Au fond de la réserve se trouve la vidange et la canalisation de départ en distribution

Chapitre V : Etude de stockage

dont l'extrémité est équipée d'une crépine. La majorité des réservoirs de plus de 100 m³ de capacité sont équipés d'une cheminée d'aération à leur sommet afin d'éviter tout phénomène de condensation.

V.5.10 Une aération :

Pour éviter la condensation de l'eau sur les parois du réservoir, ce qui aurait pour conséquence la dégradation du béton, les réservoirs sont équipés d'aération. Ils sont d'abord équipés de grilles d'aération situées en haut de la chambre de visite. Ces trous dans les murs sont protégés par des grilles moustiquaires à mailles très fines pour éviter la pénétration des petits insectes. Enfin, les plus gros réservoirs sont dotés d'une cheminée d'aération au sommet de leur réserve afin d'assécher l'air ambiant de l'ouvrage.

V.5.11 Un accès :

Soit par un capot en fonte pour les plus petits réservoirs, soit par une porte métallique pour les plus grands ouvrages. Ces deux éléments doivent être étanchéifiés par des joints pour éviter toute intrusion d'insectes.

V.5.12 Une vidange :

Pour nettoyer le réservoir et sa réserve il faut au préalable vider le contenu de l'ouvrage. Pour cela, une vanne située dans la chambre de visite et au pied de la réserve permet de vider cette dernière. Comme un siphon au fond d'un évier, un trou au fond de la réserve permet d'évacuer cette eau. Le sol de la réserve est fait de telle manière que l'eau s'écoule naturellement vers cette vidange.

V.5.13 Un trop-plein :

Il peut arriver que le réservoir déborde lorsque ce dernier reçoit plus d'eau qu'il n'en distribue ou que le robinet de fermeture ne soit pas assez obturé. Pour éviter que l'eau ne passe par-dessus le mur de la réserve et ne se retrouve dans la chambre de visite, l'ouvrage est muni d'un trop-plein. Il s'agit d'un tuyau en fonte d'assez large section qui longe la paroi interne de la réserve. La hauteur de ce tuyau est légèrement inférieure de quelques centimètres à la hauteur de la réserve ce qui fait que lorsque l'eau monte trop haut dans l'ouvrage elle tombe par surverse dans le tuyau de trop-plein. L'eau est ensuite délogée par le puisard de la chambre de visite et évacuée en dehors du captage.

V.5.14 Une crépine :

La crépine se fixe à l'entrée de la canalisation qui part de la réserve pour alimenter les consommateurs. Elle s'installe à l'intérieur de la réserve. Il s'agit d'une pièce en plastique, parfois en aluminium, qui a pour but d'arrêter d'éventuels débris, comme des brindilles par exemple, avant qu'ils n'entrent dans la canalisation. La crépine est une sorte de gros filtre qui effectue un dégrillage sommaire sur l'eau.

V.5.15 Un robinet et un flotteur de fermeture :

Lorsque le réservoir est plein, l'eau transportée par la conduite d'arrivée continue à couler dans la réserve et part à l'extérieur de l'ouvrage par le tuyau de trop-plein. Pour éviter un tel gâchis et pour essayer de ponctionner le moins possible les ressources naturelles, un robinet équipé d'un flotteur permet d'interrompre l'arrivée de l'eau dans le cas où le réservoir est plein. Pour être plus

Chapitre V : Etude de stockage

exact, ce système se ferme au fur et à mesure que le niveau de l'eau s'élève dans la réserve. Plus le niveau de l'eau est élevé et plus le débit de la canalisation d'arrivée est réduit par le robinet.

Le flotteur suit le niveau de l'eau dans la réserve. Au fur et à mesure qu'il s'élève, il obture le robinet qui arrête l'arrivée d'eau dans le réservoir. Lorsque la consommation d'eau reprend (par la conduite de départ située au fond du réservoir), le niveau de l'eau baisse, le flotteur descend ce qui entraîne l'ouverture du robinet. En réalité, la circulation de l'eau est constante dans un réservoir. Elle arrive par le sommet et repart par le fond en permanence. Le flotteur monte et descend constamment.

V.5.16 Un clapet anti-retour en sortie de vidange :

Toujours pour empêcher l'intrusion d'insectes ou de petits animaux dans le réservoir, la sortie de la vidange située à l'extérieur du réservoir doit être équipée d'un clapet anti-retour muni d'un joint en caoutchouc. Cette sortie permet d'évacuer l'eau du réservoir lorsque celui-ci est vidangé ou lorsque l'eau déborde par le trop-plein ou lorsque l'on nettoie la chambre de visite et que l'eau s'évacue par le puisard

Le schéma suivant permettra de mieux comprendre le fonctionnement d'un réservoir et de ses différents éléments :

UN RESERVOIR D'EAU POTABLE

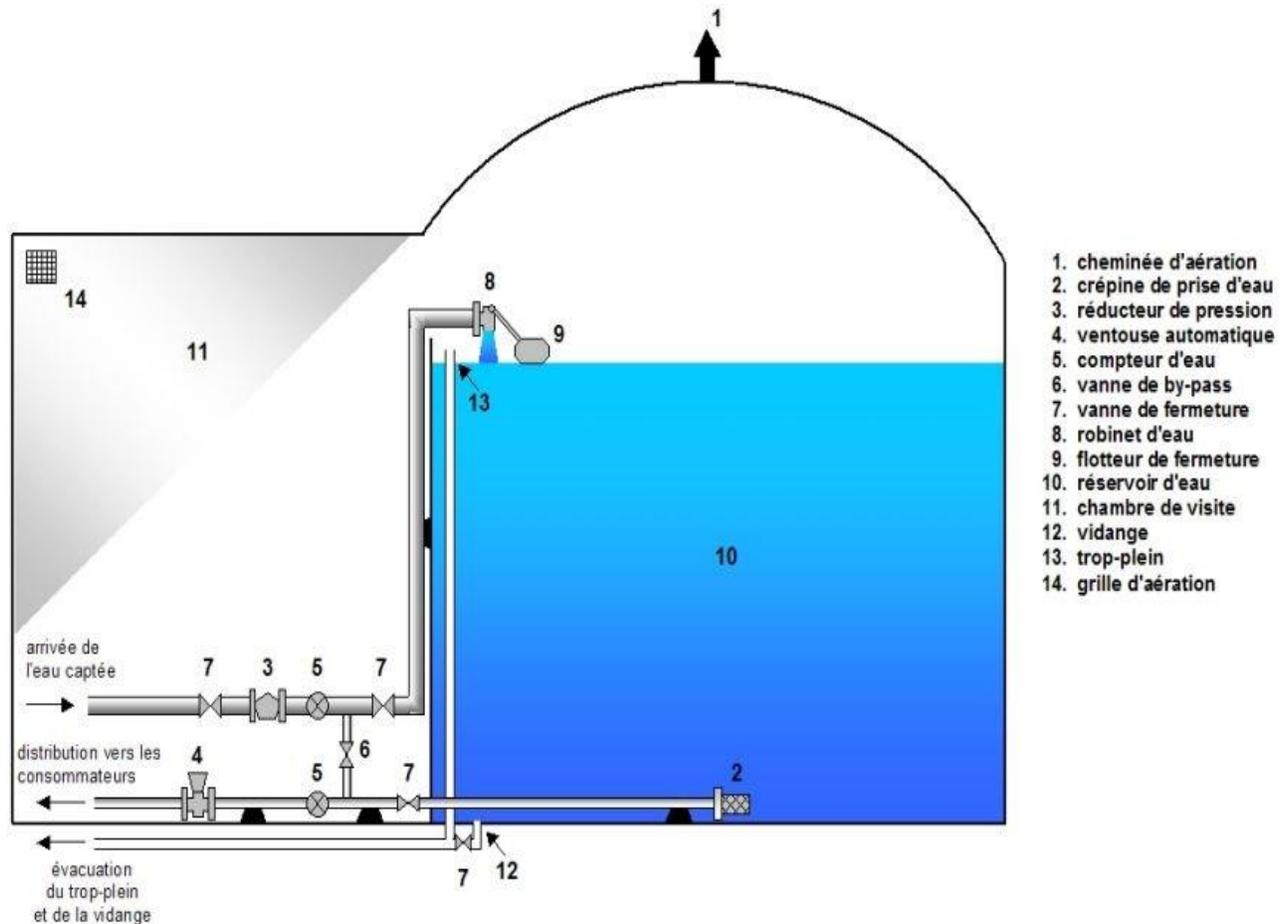


Figure V- 1 Schéma de fonctionnement d'un réservoir

V.6 Capacité des réservoirs

Pour satisfaire au rôle qu'il doit jouer, le réservoir doit avoir une capacité suffisante. Cette dernière doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée comme à la sortie, c'est-à-dire d'une part, du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont et, d'autre part, de la variation de la demande.

Le plus souvent, la capacité est calculée en tenant compte des variations journalières, du jour de la plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie.

V.7 Principe de calcul

Pour estimer la capacité d'un réservoir, nous devons procéder à :

- Soit à la méthode graphique qui tient compte de la courbe de consommation totale déduite à partir des coefficients des variations horaires de la consommation et de la courbe d'apport du débit pompé.

Chapitre V : Etude de stockage

- Soit à la méthode analytique qui tient aussi compte des débits d'apport et des débits de départ du réservoir.

V.7.1 La méthode analytique

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

$$V_t = |V^+| + |V^-| + V_{inc} \text{ (m}^3\text{)} \quad (\text{V-1})$$

Avec :

V_t : Volume total du réservoir (m^3)

V_{inc} : Volume réservé pour l'incendie 120 (m^3)

V.7.2 Méthode graphique

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

Donc :

$$R_{max} = |V^+| + |V^-| \quad (\text{V-2})$$

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

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

Chapitre V : Etude de stockage

V.8 Dimensionnement des réservoirs

V.8.1 Réservoir de distribution

Les réservoirs de distribution sont les réservoirs en tête qui assurent la distribution vers les réseaux.

V.8.1.1 Détermination du volume du réservoir de distribution

Pour le cas d'un refoulement uniforme pendant 24 heures :

Tableau V- 2 Calcul du volume du réservoir de stockage pour les 7000 logements AADL

Heures	Distribution ($Q_{\max,j}/24$)	Apport ($Q_{\max,j}/24$)	Cumul de consommation	Cumul d'apport	Différences Apport- consommation	
					+	-
0-1	0.36	1	0.36	1	0.64	
1-2	0.36	1	0.72	2	1.28	
2-3	0.36	1	1.08	3	1.92	
3-4	0.36	1	1.44	4	2.56	
4-5	0.6	1	2.04	5	2.96	
5-6	0.84	1	2.88	6	3.12	
6-7	1.08	1	3.96	7	3.04	
7-8	1.32	1	5.28	8	2.72	
8-9	1.5	1	6.78	9	2.22	
9-10	1.5	1	8.28	10	1.72	
10-11	1.5	1	9.78	11	1.22	
11-12	1.5	1	11.28	12	0.72	
12-13	1.2	1	12.48	13	0.52	
13-14	1.2	1	13.68	14	0.32	
14-15	1.32	1	15	15	0	0
15-16	1.44	1	16.44	16		0.44
16-17	1.44	1	17.88	17		0.88
17-18	1.32	1	19.2	18		1.2
18-19	1.2	1	20.4	19		1.4
19-20	1.08	1	21.48	20		1.48
20-21	0.96	1	22.44	21		1.44
21-22	0.72	1	23.16	22		1.16
22-23	0.48	1	23.64	23		0.64
23-24	0.36	1	24	24	0	0

Le Volume total déduit sera :

$$V_t = |V^+| + |V^-| + V_{inc} = (3.12 + 1.48) \times Q_{moy,h} + V_{inc}$$

$$V_t = (3.12 + 1.48) \times 386.71 + 120 = 1899 \text{ m}^3$$

On prend un volume normalisé de 2000 m³

V.8.1.2 Forme du réservoir de distribution

Ce qui concerne la forme des réservoirs de distribution, on opte pour la forme circulaire.

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

$$D = \sqrt{\frac{4 \times V_n}{\pi \times h}}$$

V_n : capacité normalisée du réservoir (m³)

D : diamètre de la cuve (m)

h : hauteur optimale d'eau (m), on prend une hauteur de 7 m

On trouve un diamètre de 19.07 m et on prend **20m**

V.8.2 Réservoirs des stations de pompage

La bache de reprise dans notre cas joue un rôle transitoire. Son dimensionnement est basé sur le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge qui est généralement, estimé à un quart d'heure (15min).

V.8.2.1 Volumes des réservoirs de reprises

Le volume sera calculé par la formule :

$$V_{bache} = \frac{Q_{max,j} \times t}{T_f} \text{ (m}^3\text{)} \quad (\text{V-4})$$

Avec :

V_{bache} : Volume du bache (m³)

T_f : Temps de fonctionnement de la pompe (Heures)

$Q_{max,j}$: Débit max journalier (m³/j)

t : Temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge (Heures)

AN :

Chapitre V : Etude de stockage

$$V_{b\grave{a}che} = \frac{9281.1 \times 0.25}{24} = 96.68 \text{ m}^3$$

On choisit un volume normalisé de 100 m^3

V.8.2.2 Forme des réservoirs de reprise

On a choisi un réservoir cylindrique semi-enterré.

Le diamètre intérieur de la cuve sera :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times V_n}{\pi \times h}}$$

V_n : capacité normalisée du réservoir (m^3)

D : diamètre de la cuve (m)

h : hauteur optimale d'eau (m), on prend une hauteur de **4.5 m**

On trouve un diamètre de 5.32 m et on prend **5.50m**

Tableau V- 3 Caractéristiques des réservoirs de reprises d'eau pour les stations de pompage SP2, SP3

Réservoir	Nature du réservoir	Volume (m^3)	Cordonnées	Cote radier mNGA	Cote PE mNGA
Reprise (SP2)	Au sol	100	Long=501380mE	276	277.5
			Lat=4036384mN		
Reprise (SP3)	Au sol	100	Long=501355mE Lat=4034498mN	433	437.5

V.8.3 Dimensionnement du réservoir tampon

Le réservoir tampon assure la transition entre l'écoulement en charge et l'écoulement issu de la station de pompage gravitaire.

Le volume du réservoir tampon sera déterminé en fonction du temps de fermeture de la vanne en amont du réservoir de distribution.

V.8.3.1 Volume du réservoir tampon

Le volume sera calculé par la formule :

$$V_{tampon} = V_{sécurité} + V_{utile} + V_{alarme} \text{ (m}^3\text{)} \quad (\text{V-5})$$

Avec :

$V_{sécurité}$: Volume de sécurité (m³)

$$V_{sécurité} = \frac{Q \times T}{2} = \frac{386.71 \times 0.75}{2} = 145.02 \text{ m}^3$$

Q_0 : Débit véhiculé par la conduite gravitaire (m³/h) ;

T : Temps de fermeture de la vanne (0.75 heures).

V_{utile} : Volume utile du réservoir (m³)

$$V_{utile} = \frac{Q \times t}{4} = \frac{386.71 \times 0.15}{4} = 14.5 \text{ m}^3$$

V_{alarme} : Volume d'alarme (m³)

$$V_{alarme} = S_{alarme} \times L_{alarme} \text{ (m}^3\text{)}$$

L_{alarme} =0.1m ;

S_{alarme} =($V_{sécurité} + V_{utile}$)/h (m³)

h : Hauteur de réservoir choisie (m), on prend h =4.5m

AN :

$$V_{alarme} = 3.55 \text{ m}^3$$

Donc :

$$V_{tampon} = 145.02 + 14.5 + 3.55 = 194.07 \text{ m}^3$$

On prend une capacité normalisée de 200m³.

V.8.3.2 Forme du réservoir tampon

On a choisi un réservoir cylindrique semi-enterré.

Le diamètre intérieur de la cuve sera :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times V_n}{\pi \times h}}$$

V_n : capacité normalisée du réservoir (m³)

Chapitre V : Etude de stockage

D : diamètre de la cuve (m)

h : hauteur optimale d'eau (m), on prend une hauteur de **4.5 m**

On trouve un diamètre de 7.52 m et on prend **7.6m**

Tableau V- 4 Caractéristiques du réservoir tampon

Réservoir	Nature du réservoir	Volume (m3)	Cordonnées	Cote radier mNGA	Cote PE mNGA
Tampon (RT)	semi-enterré	200	Long=501564mE Lat=4038119mN	535	539.5

Conclusion

Dans ce chapitre, on a dimensionné tous les réservoirs nécessaires (réservoir de distribution de 2000m³, deux réservoirs de reprises de 100m³, un réservoir tampon de 200m³) afin d'assurer le bon fonctionnement de l'adduction ainsi que les stations de pompage.

Chapitre VI :

Étude du pompage

Chapitre VI : Etude du pompage

Introduction

Le but de ce chapitre est de déterminer le meilleur choix des types modèles et du nombre des pompes pour les stations de pompage, on va aussi dimensionner les différents équipements ainsi que le dimensionnement des bâtiments.

VI.1 Choix de l'emplacement de la station de pompage

L'emplacement ou bien le site où la station de pompage doit être déterminée à partir du calcul technico- économique, on tiendra compte des conditions locales et des conditions de l'exploitation. Il dépend aussi du relief, d'accès de l'alimentation en énergie électrique et de l'environnement. L'exploitation de la station de pompage tient compte aussi de la condition de la prise d'eau (bâche d'aspiration), de la fluctuation du niveau d'eau dans le réservoir et des conditions hydrogéologiques et géologiques.

VI.2 Choix d'équipement hydromécanique et énergétique

Les équipements de la station de pompage sont classés en deux groupes : hydromécanique et énergétique par la suite, à leur tour, ces derniers sont groupés en équipement principal et celui auxiliaires.

Nous citerons l'équipement principal, à savoir pompes et moteurs principaux robinets-vannes, clapets installés sur les conduites de refoulement et d'aspiration au voisinage immédiat des pompes principales. Cet équipement intervient de façon permanente dans l'adduction. Le choix de l'équipement principal est un problème délicat, puisqu'il s'agit du dimensionnement ou bien du type de bâtiment et le choix de l'équipement auxiliaire dépend des facteurs suivants : conditions locales, type de l'équipement principal et type du bâtiment.

VI.3 Choix du type de pompe

Les critères de choix du type de pompe sont :

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

VI.4 Choix du nombre de pompes

- Les critères de choix du nombre de pompes sont :
- Nombre de pompes minimal ;

Chapitre VI : Etude du pompage

- Meilleur rendement ;
- Charge nette d'aspiration requise (NPSH)_r minimale ;
- Nombre d'étage minimal ;
- Puissance absorbée minimale.

VI.5 Couplage des pompes

Le couplage des pompes se fait dans le cas où une pompe placée ne permet pas de fournir la charge ou le débit nécessaire pour l'élévation d'eau au point voulu. Le couplage des pompes se fait comme suit :

- Débit fourni par une seule pompe insuffisant \Rightarrow couplage en parallèle.
- Charge fournie par une seule pompe insuffisante \Rightarrow couplage en série.

VI.5.1 Couplage en parallèle

Dans ce cas chaque conduite de refoulement aboutit à un collecteur général commun.

- Le débit de collecteur commun sera composé de la somme des débits de chaque pompe.
- La caractéristique de l'ensemble des groupes sera obtenue en sommant pour une même ordonnée H les débits abscisses de chaque groupe.

VI.5.2 Couplage en série

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

VI.6 Points de fonctionnement des pompes

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

VI.6.1 Courbe caractéristique résultante des conduites

La courbe caractéristique de la conduite est une parabole dont l'équation est la suivante :

$$H_c = H_g + \Delta H_T ;$$

Avec :

H_g : hauteur géométrique (m) ;

H_T : la perte de charge totale (m) ;

Chapitre VI : Etude du pompage

VI.6.2 Pertes de charge linéaires

La perte de charge linéaire est donnée en (m) par la formule suivante :

$$\Delta H_{lin} = \frac{8 \times \lambda \times L_{ref} \times Q^2}{\pi^2 \times g \times D_{éco}^5}$$

Avec :

λ : coefficient de frottement;

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

Q : débit refoulé par la pompe (m³/s) ;

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

Déco : diamètre économique de la conduite (m).

VI.6.3 Pertes de charge singulières

Elles sont occasionnées par les singularités des différents accessoires de la conduite (Coude, vannes, clapets...) Elles sont estimées à 10 % des pertes de charge linéaires.

VI.6.4 Pertes de charge totales

Ce sont la somme des pertes de charge linéaires et les pertes de charge singulières, alors :

$$\Delta H_T = \Delta H_{lin} + \Delta H_{sing} = \Delta H_{lin} + 0,10 \times \Delta H_{lin} \Rightarrow \Delta H_T = 1,10 \times \Delta H_{lin}$$

Donc la perte de charge totale en (m) sera :

$$\Delta H_T = 1,10 \times \Delta H_{lin} ;$$

VI.7 Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données

Le débit et la charge fournis par une installation de pompage ne sont pas toujours les mêmes que ceux demandés, et pour corriger l'écart qui existe entre la demande et les caractéristiques disponibles en doit procéder par deux types de réglage.

VI.7.1 Débit disponible > Débit appelé

Les deux types de réglage pour ce cas sont comme suit :

Réglage qualitatif : il est possible dans le cas des moteurs à vitesse variable en réduisant leur vitesse de rotation.

Réglage quantitatif : il s'effectue par la fermeture partielle de robinet vanne de refoulement

VI.7.1.1 Mode de réglage par vannage

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

$$\eta_{inst}^{ap.van} = \eta_{inst}^{av.van} \times \frac{H_{app}}{H_{app} + H_v};$$

$\eta_{inst}^{ap.van}$: 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 en (m).

$$H_v = H'_c + H_{app}$$

H'_c : Hauteur correspondant à la projection du débit appelé sur la courbe caractéristique de la pompe ($H-Q$)_R en (m).

VI.7.1.2 Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement

Elles sont augmentées par l'augmentation des singularités (réducteur de pression, coude... etc.), ou par l'introduction d'air (n'est pas recommandé).

VI.7.1.3 Diminution de temps de pompage

Dans le cas où le pompage s'effectuerait dans un réservoir.

Le nouveau temps de fonctionnement en (h) de la station est tel que :

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{Pf}} \times t ;$$

t' : nouveau temps de fonctionnement de la station de pompage par jour (h);

t : temps prévu de fonctionnement de la station de pompage par jour (h);

Q_{Pf} : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe (m³/h).

Q_{app} : débit appelé ou demandé (m³/h).

VI.7.2 Débit disponible < Débit appelé

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

Qualitatif : augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.

Quantitatif : ouverture partielle des robinets vannes pour diminuer les pertes de charge et augmenter le débit refoulé par la pompe, si c'est possible.

Chapitre VI : Etude du pompage

VI.7.2.1 Changement du type de la pompe

Dans le cas où c'est impossible d'appliquer tous les modes de réglage cités ci-dessus, il reste une seule solution qui est le changement de la pompe et amener une pompe adaptée à usage envisagé.

VI.8 Etude de la cavitation

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

Les effets de la cavitation peuvent être très néfastes pour la pompe :

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 (pompage de cailloux),
- 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.

La cavitation peut être prévue par le calcul du NPSH disponible à l'aspiration de la pompe, et sa comparaison avec le NPSH requis par la pompe. Afin d'éviter le phénomène de cavitation, la condition suivante doit être vérifiée :

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

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

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

$$(\text{NPSH})_d = (\text{NPSH})_r + r$$

r : marge de sécurité, $r = (0,3 - 0,5)$ m.

VI.8.1 Calcul de la hauteur d'aspiration admissible

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

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

Chapitre VI : Etude du pompage

$$h_{asp}^{adm} = (NPSH)_r + r - \frac{P_{atm}}{\rho \times g} + T_v + \frac{V_{asp}^2}{2 \times g} + \sum \Delta H_{asp} ;$$

V_{asp} : vitesse d'écoulement dans la conduite d'aspiration (m/s) ;

P_{atm} : pression atmosphérique (mce) ;

$$P_{atm} = 10,33 - 0,00139 \times H ;$$

Avec : H : altitude de la station en (mNGA).

T_v : tension de vapeur d'eau (mce) ;

Tableau VI- 1 Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température.

T (°c)	5	10	20	30	40	50	80	100
T _v (mce)	0,09	0,12	0,24	0,43	0,75	1,25	4,82	10,33

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

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

VI.8.2 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 aspiration :

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

∇_{axe} : Niveau de l'axe de la pompe (m.NGA) ;

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

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

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

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).

Chapitre VI : Etude du pompage

VI.9 Génie civil de la station de pompage

Les étapes du dimensionnement de la station de pompage sont :

VI.9.1 Bâtiment de la station de pompage

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

- Bâtiment type bloc.
- Bâtiment type bâche sèche.
- Bâtiment type bâche mouillée.
- Bâtiment de type semi-enterré et sur sol.

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

Choix du type du bâtiment.

Paramètres	Type du bâtiment			
	Bloc	Bâche sèche	Bâche mouillée	Sur sol ou semi-enterré
Q m ³ /s	>2	<2	<6	<1,5
Type de pompe	Axiale à axe vertical ou horizontal	Pompe centrifuge	Axiale noyée à axe verticale	Pompe centrifuge
Hauteur admissible à l'aspiration (m)	<0 (en charge)	<0 >0	<0 <0	>0 (en aspiration)
ΔH : variation du plan d'eau de la rivière (m)	1 à 2	1 à 3	N'importe	importante

Figure VI- 1 Choix du type du bâtiment

Modalité de construction du bâtiment :

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

Il est recommandé de prendre :

- Il faut respecter certaines distances pour faciliter le mouvement des personnels ainsi que pour des raisons de sécurité.

Chapitre VI : Etude du pompage

- On note quelques normes à respecter dans la construction du bâtiment :
 - Distance entre les pompes entre **0,8** et **1,2 m** ;
 - Distance entre les groupes électriques et les vitres de commande est de l'ordre de $l > 2m$.
 - Dimensions des portes 3×3 ; 3.6×3.6 ; 4×3 ; 4.2×4 ; 4.8×5.4 m².
 - La surface des fenêtres est prise entre **10** et **15 %** de la surface de la salle des machines.

Chapitre VI : Etude du pompage

VI.10 Dimensionnement des stations de pompage de notre adduction

VI.10.1 La station de pompage SP1

Cette station est en cours de réhabilitation, on a opté pour choisir trois (3) pompes immergées du fournisseur KSB afin de remplacer les pompes existantes.

VI.10.1.1 Calcul de la hauteur manométrique totale

Les données de départ sont :

Côte BE (m.NGA)	Côte HE (m.NGA)	Côte arrivée (Cpe) (m.NGA)	Débit (m ³ /s)	Pertes de charge (m.c.e)	Longueur géométrique (m)
208.76	207.8	301	0.218	7.6	462

*Calculé dans le chapitre IV (les pertes de charge singulières sont incluses et estimées à 10%)

La hauteur manométrique totale :

$$HMT = Hg + \Delta H_{tot} \text{ (mce)}$$

La hauteur géométrique sera :

$$Hg^{moy} = \frac{Hg^{max} + Hg^{min}}{2} \text{ (m)}$$

Avec :

$$Hg^{max} = \nabla_{max} - \nabla_{PBE} ;$$

$$Hg^{min} = \nabla_{max} - \nabla_{PHE} ;$$

∇_{max} : Niveau du trop-plein du réservoir (301 m.NGA)

∇_{PBE} : Niveau des plus basse eaux (207.8 m.NGA)

∇_{PHE} : Niveau des plus haute eaux (208.76 m.NGA)

AN :

$$Hg^{moy} = \frac{92.24 + 93.2}{2} = 92.72 \text{ m}$$

La hauteur géométrique moyenne donc $Hg^{moy} = 93\text{m}$

La hauteur manométrique totale est :

$$HMT = 93 + 7.6 = 100.6 \text{ mce}$$

Chapitre VI : Etude du pompage

VI.10.1.2 Choix des pompes

Vu que on a 3 emplacement disponible pour les pompes, on va choisir 3 pompes identiques (2+1 réserve). Le débit total refoulé sera partagé sur 2 pompes, donc :

$$Q_{pompe} = \frac{Q_{tot}}{2} (m^3/s)$$

Alors :

Le débit refoulé pour chaque pompe est $Q_{pompe} = 392.72 m^3/h$

Tableau VI- 2 Caractéristiques des différentes pompes disponibles

N	η	P abs	vitesse de rotation	NPSH requis	Diamètre effectif	Débit	H _{ref}	N _{br} étages
1	75,53%	146,6 kW	2912 rpm	8,42 m	223 mm	392,72 m ³ /h	103.4 m	2
2	64,32%	171,84 kW	2916 rpm	8,38 m	191 mm	392,72 m ³ /h	103.6 m	3
3	63,08 %	166,74 kW	2913 rpm	8,40 m	223 mm	392,72 m ³ /h	101.12 m	2
4	79,75%	133,00 kW	2915 rpm	8,52 m	191 mm	392,72 m ³ /h	106,3 m	3

Basant sur les critères de choix des pompes mentionnées précédemment dans ce chapitre, on a choisi la pompe N°1

VI.10.1.2.1 Courbes caractéristiques de la pompe

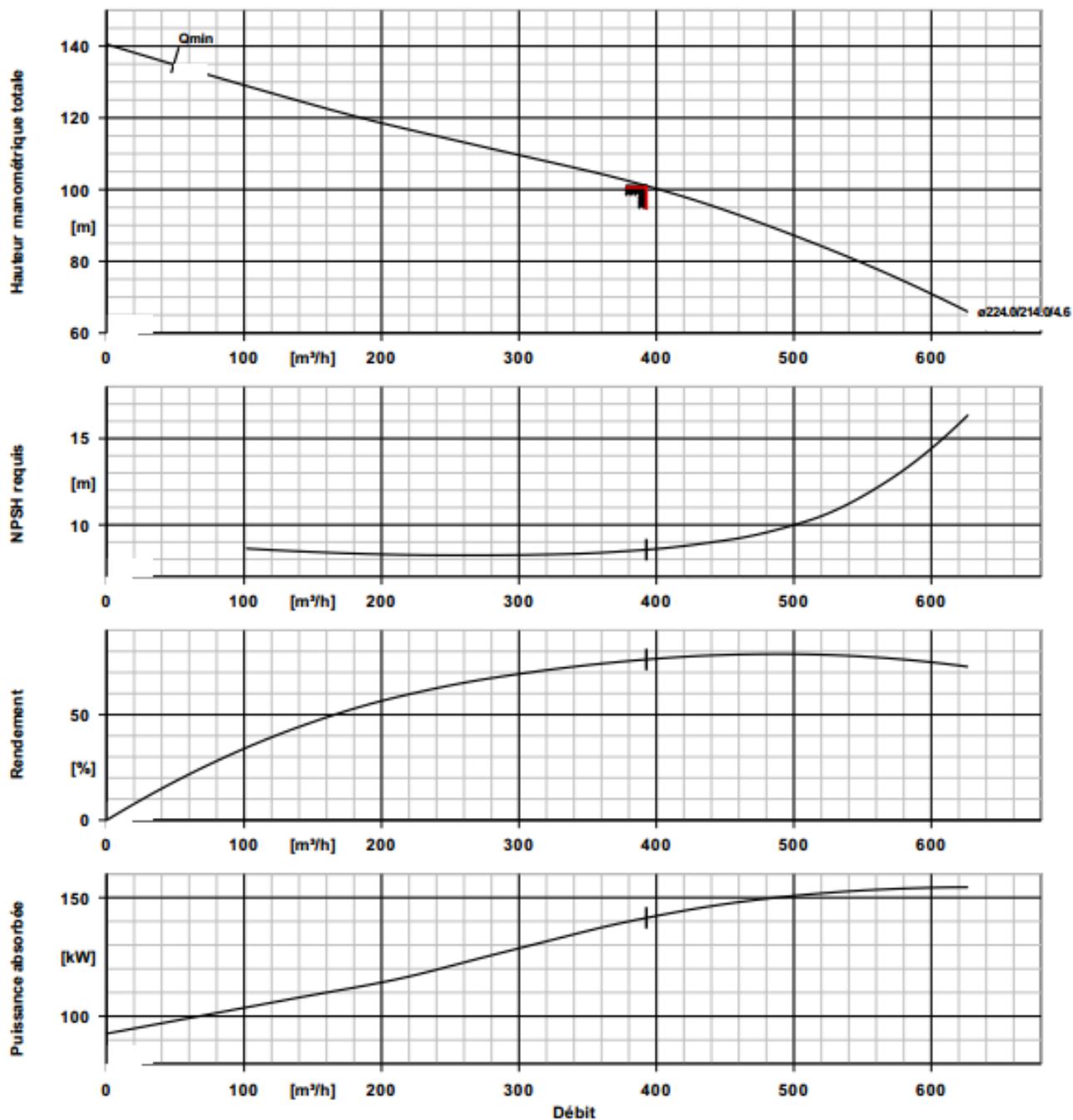


Figure VI- 2 Courbes caractéristiques de la pompe

- $Q_{app}=392.72 \text{ m}^3/h = Q_{pf}$
- $H_{app}=100.6m \approx 101.4 \text{ m}$

Aucun mode de réglage est nécessaire, mais le réservoir tampon doit être occupé par un obturateur à disque pour la protection contre le débordement.

Chapitre VI : Etude du pompage

VI.10.1.2.1 Caractéristiques du moteur

Tableau VI- 3 Caractéristiques du moteur

Puissance moteur	160Kw
Fréquence	50 Hz
Tension nominal	400 V
Courant nominal	316.3 A
Vitesse de rotation	2915 rpm

VI.10.1.2.2 Encombrement des pompes

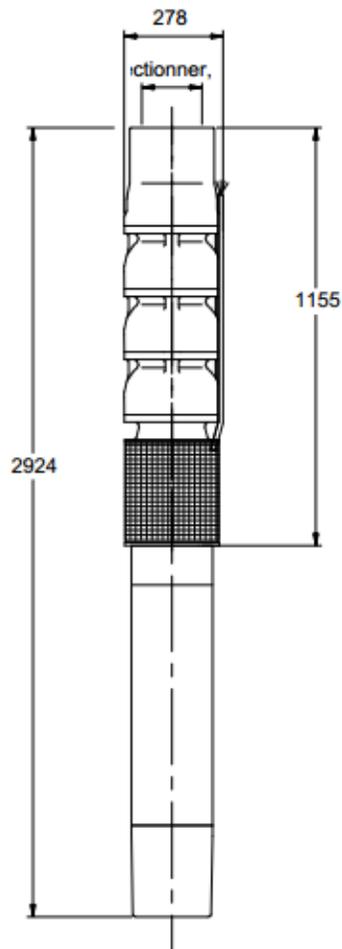


Figure V- 1 Dimensions de la pompe immergée

VI.10.1.3 Bâtiment de la station de pompage N°1

La station de pompage SP1 est déjà existante. Aucune intervention n'est prévue pour le génie civil de la station. La surface actuelle à l'intérieur de la station est suffisante pour abriter tous les équipements projetés.



Figure VI- 3 Photo de la station de pompage de Magtaa Lazrag

Chapitre VI : Etude du pompage

VI.10.2 La station de pompage SP2

Tableau VI- 4 Fiche technique de la station de pompage (SP2)

N°	Désignation	Unité	Quantité	Destination
01	<u>Station de pompage</u>			Type d'installation est en charge.
02	<u>Quantité d'eau à élever</u>	m ³ /h	386.71	
03	<u>Type de pompage</u> - Nombre de pompes - Débit d'une pompe - H _{mt} - Puissance absorbée - (NPSH) _r - Poids de la pompe - η _p - Vitesse de rotation	 l/s mce Kwh m kg tr/min	 01 107,42 193.09 223,96 7,03 340 79.13 2987	
04	<u>Caractéristiques du réseau</u> -Longueur d'aspiration -Diamètre d'aspiration -Longueur de refoulement -Diamètre de refoulement -Type de matériau <u>Nombre de collecteurs :</u> - D'aspiration - De refoulement	 m mm m mm PEHD PEHD PEHD	 10 300 1378 228,8 01 01	<u>Aspiration :</u> Assurer l'arrivée des eaux à la pompe <u>Refoulement :</u> Assurer l'arrivée de l'eau aux réservoirs de stockage.
05	<u>Le moteur électrique</u> - Nombre de tours - Rendement - Tension - Puissance absorbée - Poids du moteur	 trs/min % V KWh Kg	 2987 95,8 400 250 325	
06	<u>Bâtiment :</u> - Type - Longueur - Hauteur - Largeur	 m m m	 15.4 5,4 12.6	Type surface.
07	<u>Cordonnées UTM de la station</u> - Longitude - Latitude - Z	 m m m	 501389.37 mE 4036346.13 mN 276	

Chapitre VI : Etude du pompage

VI.10.2.1 Choix de la pompe (SP2)

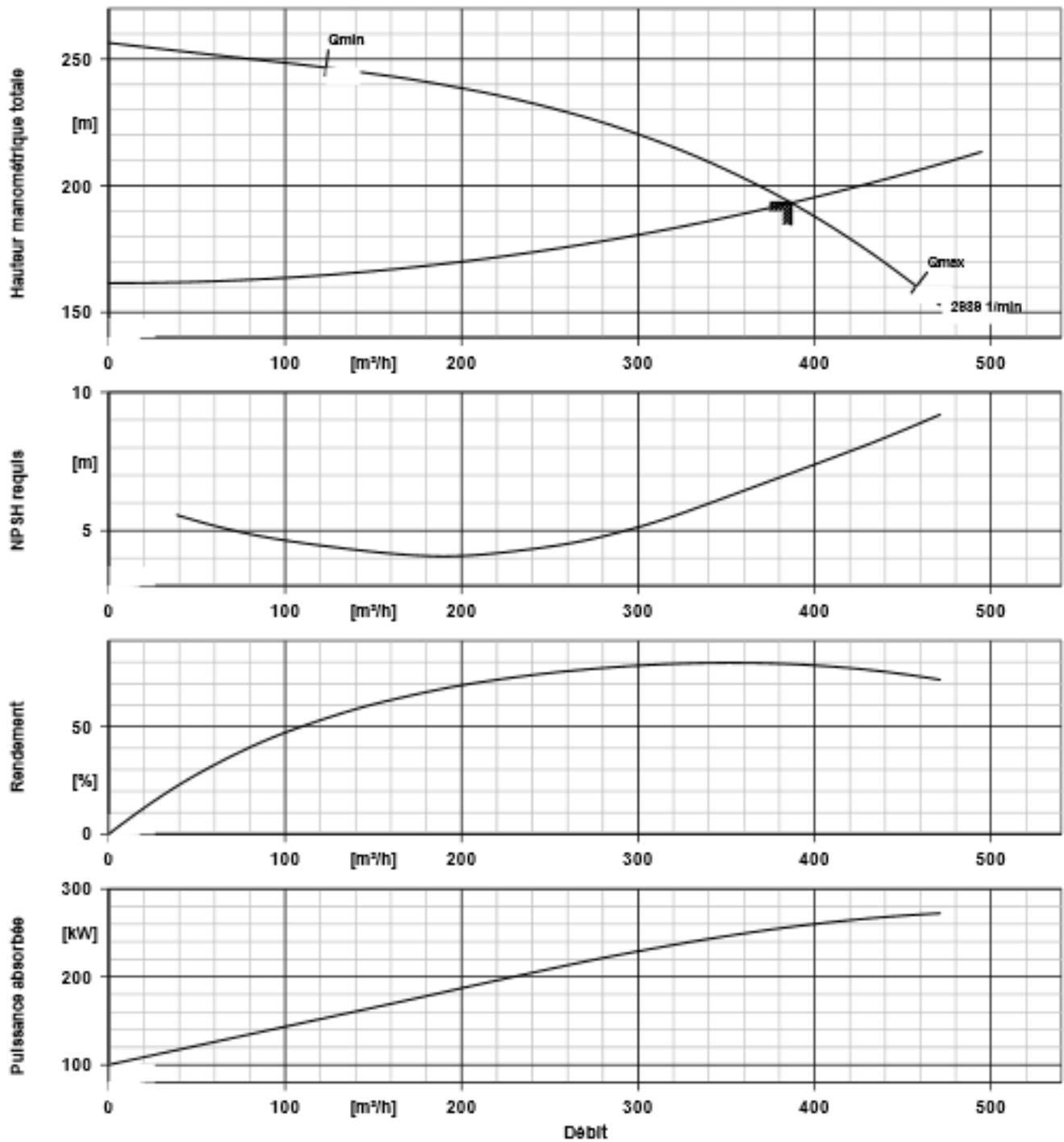
La station de pompage SP2 va refouler un débit de $386.71\text{m}^3/\text{s}$ et une hauteur manométrique totale de 193.09m .

Tableau VI- 5 Caractéristiques des différentes pompes disponibles ne fonction de leur nombre

N	η	P abs	vitesse de rotation	NPSH requis	Diamètre effectif	Débit	H _{ref}	N _{br} étages
1	79,13 %	256,64 kW	2987 rpm	7,03 m	296 mm	386,71 m ³ /h	193,18 m	2
2	70.14 %	119.3 kW	2970 rpm	8.11 m	235 mm	193.35 m ³ /h	194,16 m	7
3	76.76 %	79.23kW	2966 rpm	7.67 m	265 mm	128.90 m ³ /h	192,12 m	5
4	65.4 %	69.23 kW	2960 rpm	5,34 m	219 mm	96.93 m ³ /h	197,28 m	2
5	61,78	51.51 kw	2952 rpm	3,75 m	214 mm	77.34 m ³ /h	193,56 m	3

On choisit une seul pompe N°1 (Une seul pompe + pompe secours).

VI.10.2.2 Courbes caractéristiques de la pompe



Chapitre VI : Etude du pompage

Point de fonctionnement de la pompe

- $Q_{app}=386.71 \text{ m}^3/\text{h} \approx Q_{pf}$
- $H_{app}=193.09\text{m} \approx H_{pf}=193.18 \text{ m}$

Vu que notre débit demandé est dans la plage de bon fonctionnement, aucun mode de réglage est nécessaire.

VI.10.2.2.1 Caractéristiques du moteur

Les caractéristiques du moteur sont dans le tableau suivant :

Tableau VI- 6 Caractéristiques du moteur de la SP2

Puissance moteur	315Kw
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Nombre de pôles	2
Vitesse de rotation	2987 rpm
Poids moteur	1520 Kg

VI.10.2.2.2 Encombrement du Groupe électropompe

L'encombrement de la pompe est représenté dans la figure suivante :

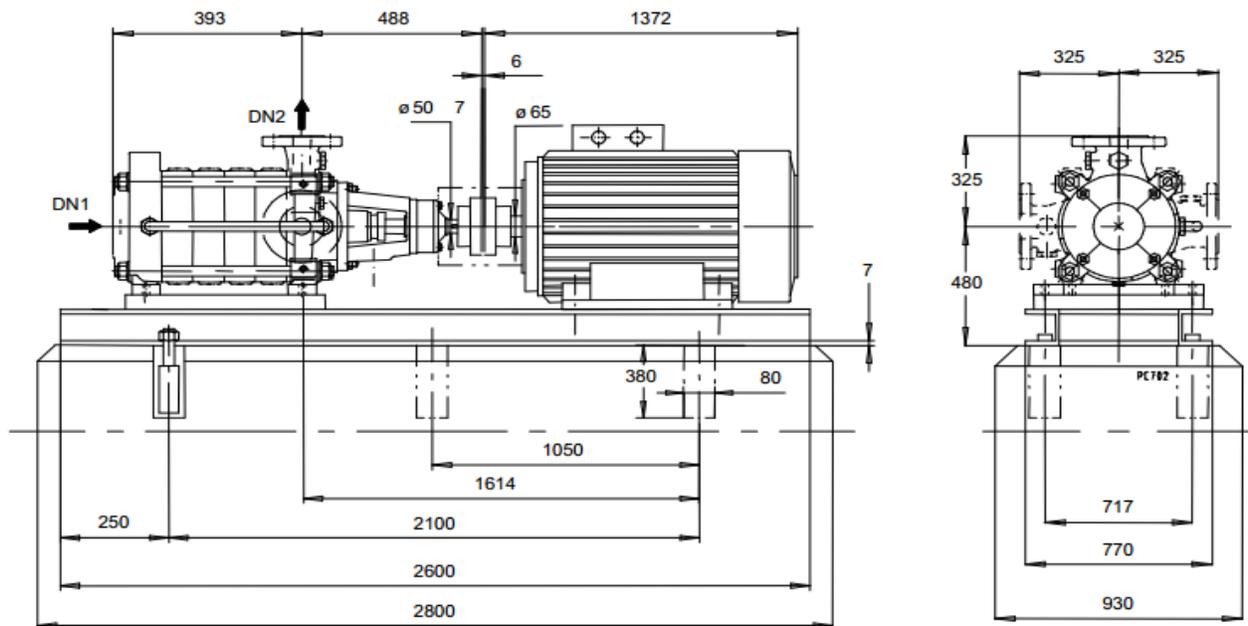


Figure VI- 4 Schéma de dimensions de la pompe

VI.10.2.3 DIMENSIONNEMENT DES EQUIPEMENTS EN AMONT DES POMPES

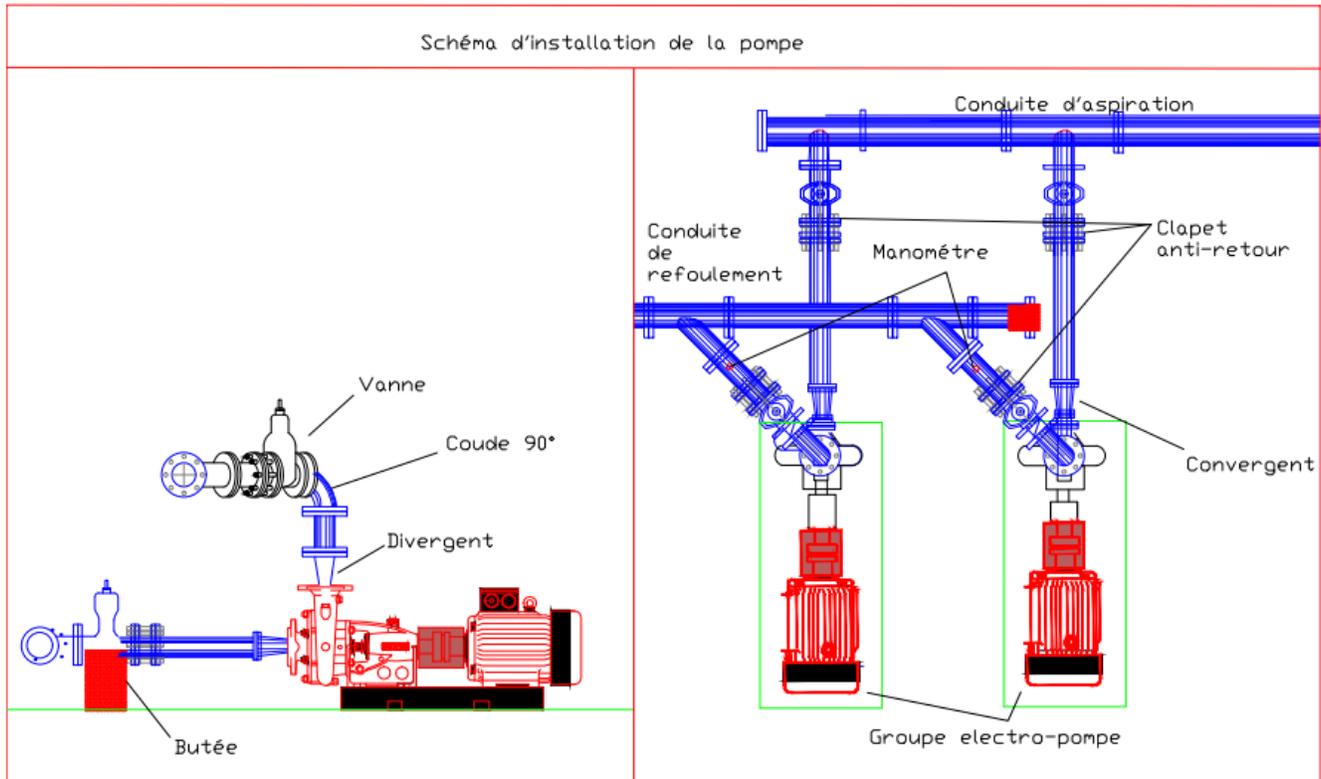


Figure VI- 5 Schéma installation de la station de pompage SP2

VI.10.2.3.1 Conduite d'aspiration

$$Da = (1.2 \div 1.5) \times DN1$$

Avec :

D_a : diamètre de la conduite d'aspiration ;

$DN1$: diamètre de la tubulure d'aspiration. $DN1=200$ mm

$$Da = 1.5 \times 200 = 300\text{mm}$$

Vérification de la vitesse :

$$V_{asp} = \frac{4Q}{\pi D_a^2} = \frac{4 \times 0.10742}{3.14 \times 0.300^2} = 1.52 \text{ m/s}$$

La vitesse est vérifiée.

VI.10.2.3.2 Hauteur de la butée

Puisque $Da=300 < 500$, on prend **Hb=0.3m**

VI.10.2.3.3 Longueur de la tubulure d'aspiration

tronçon de liaison entre la bride d'aspiration et la conduite d'aspiration, il est recommandé de laisser une distance tel que $L_{ta} \geq 2 DN1$.

Prenons $L_{ta} = 2.DN1$

D'où : $L_{ta} = 2.200 = 400\text{mm}$

VI.10.2.3.4 Longueur du convergent

La tuyauterie d'aspiration sera presque toujours d'un diamètre supérieur au diamètre de la bride d'entrée de la pompe. Il sera donc nécessaire de prévoir un convergent de raccordement.

La longueur du convergent est :

$$L_{con} (3,5 - 4) \times (Da - DN1)$$

AN :

$$L_{con} = 4 \times (300 - 200) \Rightarrow L_{con} = \mathbf{0.400m}$$

VI.10.2.3.5 Clapet anti-retour

Pour le clapet on prend diamètre de 300 mm.

VI.10.2.3.6 Vanne

On prend un diamètre de la vanne de 300 mm.

VI.10.2.4 Dimensionnement des équipements en aval des pompes

VI.10.2.4.1 Longueur de la tubulure de refoulement

tronçon de liaison entre la bride de refoulement et la conduite de refoulement, il est recommandé de laisser une distance tel que $L_{tr} \geq 2 Dr$.

Prenons $L_{tr} = 2*Dr$

D'où : $L_{tr} = 2.290.6 = 581.2\text{mm}$

VI.10.2.4.2 Longueur du divergent

$$L_{div} = (3.5 \div 4) (Dr - DN2)$$

AN :

$$L_{div} = 4 \times (290.6 - 125) = 662.4\text{mm}$$

VI.10.2.5 Calage de la pompe

Pour une installation en charge la hauteur admissible à l'aspiration est :

$$h_{asp}^{adm} = (NPSH)_r + r - \frac{P_{atm}}{\rho \times g} + T_v + \frac{V_{asp}^2}{2 \times g} + \sum \Delta H_{asp} ;$$

Avec :

Marge de sécurité $r = 0.3m$.

La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 8,26 m$.

La pression atmosphérique : $\frac{P_{atm}}{\rho \times g} = 10,33 - 0,00139 \times 273 \Rightarrow Pat = 9,95 mce$.

La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20^\circ C \Rightarrow T_v = 0,24 mce$.

La vitesse d'aspiration $V_{asp} = 1.52 m/s$

Pour une longueur de la conduite d'aspiration de 10m, la perte de charge sera :

$$\sum \Delta H_{asp} = 0.06m$$

AN :

$$h_{asp}^{adm} = 8.26 + 0.3 - 9.95 + 0.24 + \frac{1.52^2}{2 \times 9.81} + 0.06 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = -0.97m ;$$

On change le type d'installation en aspiration, on trouve $h_{asp}^{adm} = 0.97m$

Le niveau minimum du plan d'eau m.NGA est :

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

Côte du plan d'eau dans le réservoir $C_p = 280.5 m.NGA$;

Hauteur d'eau dans le réservoir $h = 4.5 m$;

Hauteur d'alarme dans le réservoir $h_{alarme} = 0.1m$.

AN :

$$\nabla_{min} = 276.1 m.NGA ;$$

La côte de l'axe de la pompe :

$$\nabla_{axe} = \nabla_{min} + h_{asp}^{adm} - r ;$$

AN :

$$\nabla_{axe} = 276.1 + 0.97 - 0.3 \Rightarrow \nabla_{axe} = 276.77 m.NGA;$$

VI.10.2.6 Bâtiment de la station de pompage SP2

VI.10.2.6.1 Epaisseur des murs du bâtiment

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

VI.10.2.6.2 La hauteur du bâtiment

La hauteur du bâtiment est donnée en (m) par la formule suivante :

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

h_5 : Distance vertical $h_5 = h_p + h_{socle} + h_{reserve}$

$$h_{reserve} = 0,5 \text{ m}$$

$h_{socle} = (0,3 \div 0,5) \text{ m}$ en prend $h_{socle} = 0,4 \text{ m}$

h_p : Hauteur de la pompe 0.805m

AN : $h_5 = 1.705$

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

h_7 : Hauteur de chariot. $\Rightarrow h_7 = 0,3 \text{ m}$

h_8 : Hauteur réservée aux formes profilées $\Rightarrow h_8 = 0,8 \text{ m}$

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

AN :

$$H_b = 1.705 + 2.2 + 0.3 + 0.8 + 0.5 \Rightarrow H_b = 5.205 \text{ m}$$

On prend une hauteur normalisée de **5.4 m**

VI.10.2.6.3 La longueur du bâtiment

La longueur du bâtiment en (m) est calculée par la formule suivante :

$$L_b = n_p \times l_p + L_{int} + L_{pf} + n_p \times L_{ta} + 2 \times S \quad (\text{m})$$

Avec :

n_p : nombre de pompes (tenant compte de la pompe de secours) ; $n_p = 2$.

l_p : largeur de la pompe ; $l_p = 2.80 \times \cos 45 = 2 \text{ m}$ (pompe inclinée)

L_{int} : Distance entre deux pompes voisines ; on prend : **$L_{int} = 2 \text{ m}$**

L_{pf} : Largeur de la plateforme **$L_{pf} = 3 \text{ m}$** ;

L_{tas} : longueur de la tubulure d'aspiration et les accessoires $L_{ta} = 2 \times \cos 45 = 1.4 \text{ m}$

Chapitre VI : Etude du pompage

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

AN :

$$L_b = 2 \times 2 + 2 + 3 + 2 \times 1.4 + 2 \times 0.3 \Rightarrow L_b = 12.4\text{m}$$

On prend une longueur normalisée de **15.4m**

VI.10.2.6.4 La largeur du bâtiment

$$l = l_1 + L_p + L_{ta} + L_{bur} + l_c + 2 * S (m)$$

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

l_1 : distance entre le mur et le premier organe 1m.

L_p : longueur de pompe (m) ; $L_p = 2.8 * \sin 45 = 2\text{m}$

L_{ta} : longueur de la tubulure d'aspiration et les accessoires ; $L_{ta} = 2 * \sin 45 = 1.4\text{m}$

l_{bur} : largeur du bureau ; $l_{bur} = 3.8\text{m}$

l_c : largeur du couloir ; $l_c = 1.4\text{m}$

AN :

$$l = 1 + 2 + 1.4 + 3.8 + 1.4 + 2 \times 0.3 \Rightarrow l = 12.2\text{m}$$

On prend une largeur normalisée de **12.6 m**

VI.10.2.6.5 Dimensions des portes

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

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

VI.10.2.6.6 Dimensionnement des fenêtres

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

$$S_{ec} = S_{SP} \times 0.15 (m)$$

AN :

$$S_{ec} = 9 \times 16 \times 0.15 \Rightarrow S_{ec} = 14.4\text{m}$$

Surface d'une fenêtre (2.2*1.4)

Nombre totale des fenêtres est 5

Chapitre VI : Etude du pompage

VI.10.3 La station de pompage SP3

Tableau VI- 7 Fiche technique de la SP3

N°	Désignation	Unité	Quantité	Destination
01	<u>Station de pompage</u>			Type d'installation est en charge.
02	<u>Quantité d'eau à élever</u>	m ³ /h	386.71	
03	<u>Type de pompage</u> - Nombre de pompes - Débit d'une pompe - H _{mt} - Puissance absorbée - (NPSH) _r - Poids de la pompe - η _p - Vitesse de rotation	 l/s mce Kwh m kg tr/min	 01 107,42 118 145,39 3,7 1167 81,6 1485	
04	<u>Caractéristiques du réseau</u> -Longueur d'aspiration -Diamètre d'aspiration -Longueur de refoulement -Diamètre de refoulement -Type de matériau <u>Nombre de collecteurs :</u> - D'aspiration - De refoulement	 m mm m mm Fonte Fonte Fonte	 10 300 903 228,8 01 01	<u>Aspiration :</u> Assurer l'arrivée des eaux à la pompe <u>Refoulement :</u> Assurer l'arrivée de l'eau aux réservoirs de stockage.
05	<u>Le moteur électrique</u> - Nombre de tours - Rendement - Tension - Puissance absorbée - Poids du moteur	 trs/min % V KWh Kg	 1485 95,8 400 160 990	
06	<u>Bâtiment :</u> - Type - Longueur - Hauteur - Largeur	 m m m	 15.4 5.4 12.6	Type surface.
07	<u>Cordonnées UTM de la station</u> - Longitude - Latitude - Z	 m m m	 501347.75 mE 4037431.71 mN 434	

Chapitre VI : Etude du pompage

VI.10.3.1 Choix de la pompe (SP3)

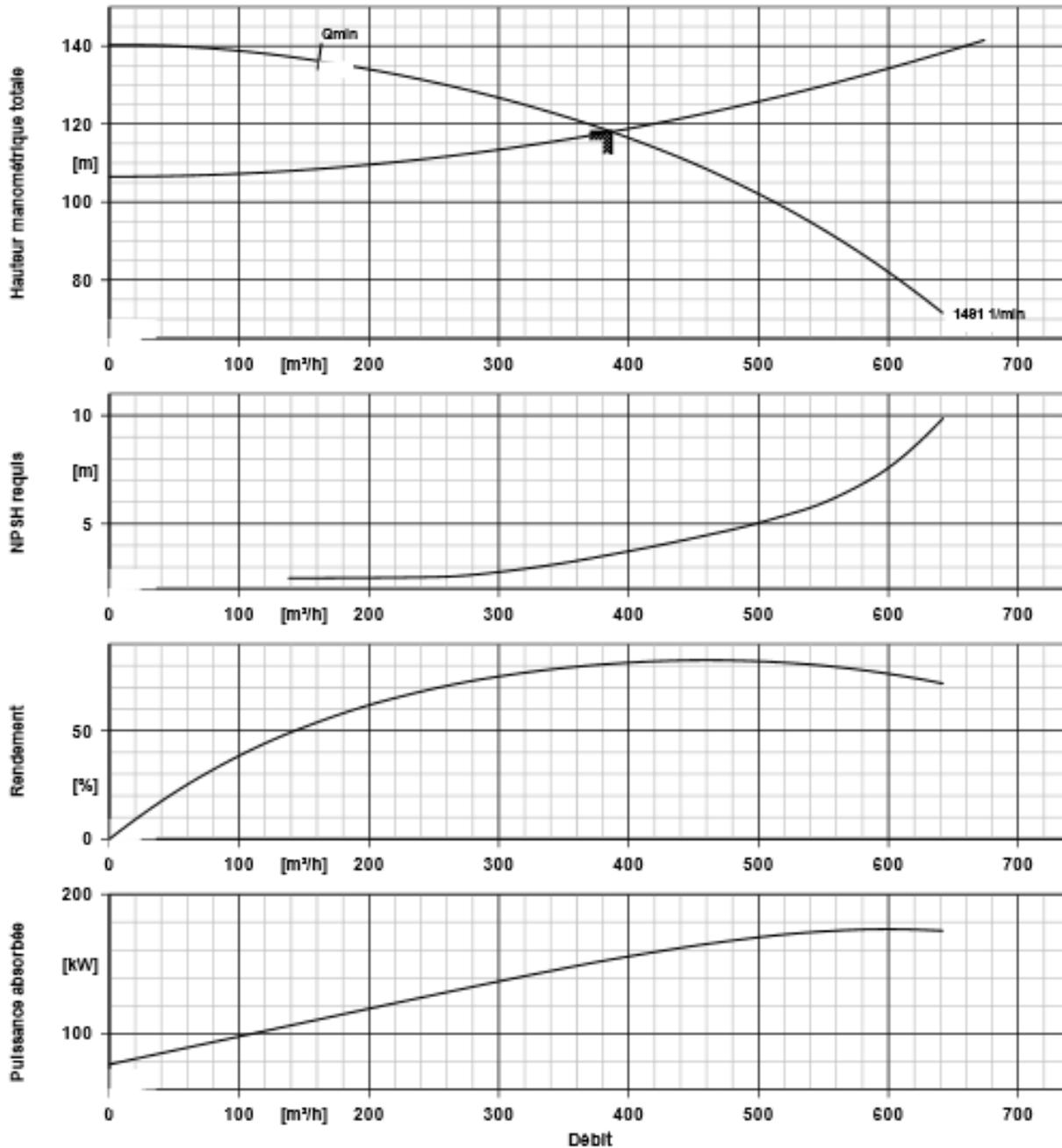
La station de pompage SP3 va refouler un débit de $386.71\text{m}^3/\text{s}$ et une hauteur manométrique totale de 118m.

Tableau VI- 8 Caractéristiques des différentes pompes disponibles en fonction de leur nombre

	η	P abs	vitesse de rotation	NPSH requis	Diamètre effectif	Débit	H _{ref}	N _{br} étages
1	81,6%	153,04 kW	1485 rpm	3,57 m	361 mm	392,72 m ³ /h	118.01 m	3
2	72,51 %	79,77 kW	2963 rpm	6,16 m	287 mm	193,37 m ³ /h	118.23 m	1
3	73,23 %	53,35 kW	2958 rpm	4,2 m	265 mm	126,24 m ³ /h	118.59 m	2
4	67,78 %	44,44 kW	2950 rpm	5,28 m	282 mm	96.93 m ³ /h	119.1 m	1
5	63,23 %	41,1 kw	2945 rpm	5.92 m	283 mm	77.63 m ³ /h	119.13 m	3

On choisit une seul pompe N°1 (Une seul pompe + pompe secours).

VI.10.3.2 Courbes caractéristiques de la pompe



Point de fonctionnement de la pompe SP3

- $Q_{app} = Q_{pf}$
- $H_{app} = H_{pf}$
- Vu que notre débit demandé est dans la plage de bon fonctionnement, aucun mode de réglage n'est nécessaire.

Chapitre VI : Etude du pompage

VI.10.3.2.1 Caractéristiques du moteur

Les caractéristiques du moteur sont dans le tableau suivant :

Tableau VI- 9 Les caractéristiques du moteur de la SP3

Puissance moteur	160Kw
Fréquence	50 Hz
Tension nominal	400 V
Nombre de pôles	4
Vitesse de rotation	1491 rpm
Courant nominal	275 A
Poids moteur	990 Kg

VI.10.3.2.2 Encombrement du Groupe électropompe

L'encombrement de la pompe est dans la figure suivante :

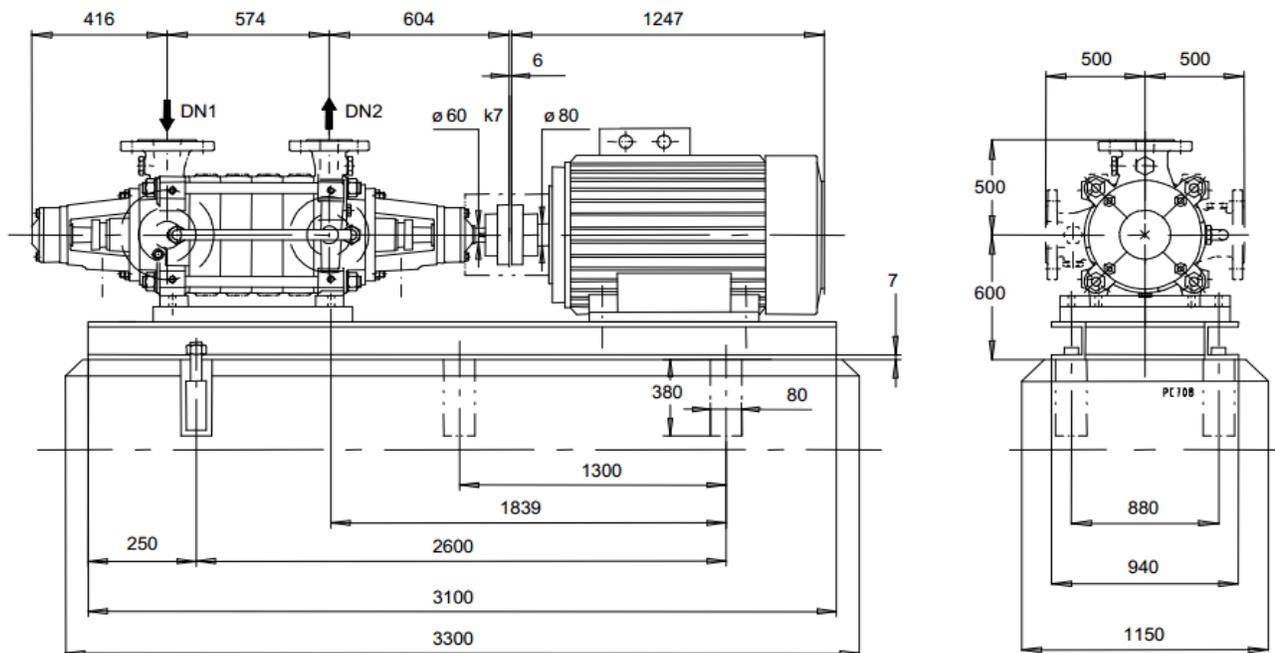


Figure VI- 6 Schéma de dimensions de la pompe

DN1 250

DN2 200

VI.10.3.3 Dimensionnement des équipements en amont des pompes

VI.10.3.3.1 Conduite d'aspiration

$$Da = (1.2 \div 1.5) \times DN1$$

Avec :

D_a : diamètre de la conduite d'aspiration ;

DN1 : diamètre de la tubulure d'aspiration. DN1=250 mm

$$Da = 1.2 \times 250 = 300mm$$

Vérification de la vitesse :

$$V_{asp} = \frac{4Q}{\pi D_a^2} = \frac{4 \times 0.10742}{3.14 \times 0.300^2} = 1.52 \text{ m/s}$$

La vitesse est vérifiée.

VI.10.3.3.2 Hauteur de la butée

Puisque $Da=300 < 500$, on prend **Hb=0.3m**

VI.10.3.3.3 Longueur de la tubulure d'aspiration

tronçon de liaison entre la bride d'aspiration et la conduite d'aspiration, il est recommandé de laisser une distance tel que $L_{ta} \geq 2 DN1$.

Prenons $L_{ta} = 2.DN1$

D'où : $L_{ta} = 2.250 = 500mm$

VI.10.3.3.4 Longueur du convergent

La tuyauterie d'aspiration sera presque toujours d'un diamètre supérieur au diamètre de la bride d'entrée de la pompe. Il sera donc nécessaire de prévoir un convergent de raccordement.

La longueur du convergent est :

$$L_{con} (3,5 - 4) \times (Da - DN1)$$

AN :

$$L_{con} = 4 \times (300 - 250) \Rightarrow L_{con} = \mathbf{0.200m}$$

VI.10.3.4 Dimensionnement des équipements en aval des pompes

VI.10.3.4.1 Longueur de la tubulure de refoulement

tronçon de liaison entre la bride de refoulement et la conduite de refoulement, il est recommandé de laisser une distance tel que $L_{tr} \geq 2 D_r$.

Prenons $L_{tr} = 2 * D_r$

D'où : $L_{tr} = 2 * 290.6 = 581.2 \text{ mm}$

VI.10.3.4.2 Longueur du divergent

$$L_{div} = (3.5 \div 4) (D_r - DN2)$$

AN :

$$L_{div} = 4 \times (290.6 - 200) = 362.4 \text{ mm}$$

VI.10.3.4.3 Clapet anti-retour

Pour le clapet on prend diamètre de 290.6 mm.

VI.10.3.4.4 Vanne

On prend un diamètre de la vanne de 290.6 mm.

VI.10.3.5 Calage de la pompe

Pour une installation en charge la hauteur admissible à l'aspiration est :

$$h_{asp}^{adm} = (NPSH)_r + r - \frac{P_{atm}}{\rho \times g} + T_v + \frac{V_{asp}^2}{2 \times g} + \sum \Delta H_{asp} ;$$

Avec :

Marge de sécurité $r = 0.3 \text{ m}$.

La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 3,7 \text{ m}$.

La pression atmosphérique : $\frac{P_{atm}}{\rho \times g} = 10,33 - 0,00139 \times 434 \Rightarrow P_{at} = 9,73 \text{ mce}$.

La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20^\circ \text{ C} \Rightarrow T_v = 0,24 \text{ mce}$.

La vitesse d'aspiration $V_{asp} = 1.52 \text{ m/s}$

Pour une longueur de la conduite d'aspiration de 10m, la perte de charge sera :

$$\sum \Delta H_{asp} = 0.06 \text{ m}$$

AN :

Chapitre VI : Etude du pompage

$$h_{asp}^{adm} = 3.7 + 0.3 - 9.73 + 0.24 + \frac{1.52^2}{2 \times 9.81} + 0.06 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = -5.68 \text{ m} ;$$

La hauteur admissible à l'aspiration est < 0 , donc il est nécessaire d'installer notre pompe en aspiration, d'où $h_{asp}^{adm} = 5.68 \text{ m}$

Le niveau minimum du plan d'eau m.NGA est :

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

Côte du plan d'eau dans le réservoir $C_p = 437.5 \text{ m.NGA}$;

Hauteur d'eau dans le réservoir $h = 4.5 \text{ m}$;

Hauteur d'alarme dans le réservoir $h_{alarme} = 0.1 \text{ m}$.

AN :

$$\nabla_{min} = 433.1 \text{ m.NGA} ;$$

La côte de l'axe de la pompe :

$$\nabla_{axe} = \nabla_{min} + h_{asp}^{adm} - r ;$$

AN :

$$\nabla_{axe} = 433.1 + 5.68 - 0.3 \Rightarrow \nabla_{axe} = 438.48 \text{ m.NGA} ;$$

VI.10.3.6 Bâtiment de la station de pompage SP3

VI.10.3.6.1 Epaisseur des murs du bâtiment

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

VI.10.3.6.2 La hauteur du bâtiment

La hauteur du bâtiment est donnée en (m) par la formule suivante :

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

h_5 : Distance vertical $h_5 = h_p + h_{socle} + h_{reserve}$

$h_{reserve} = 0,5 \text{ m}$

$h_{socle} = (0,3 \div 0,5) \text{ m}$ en prend $h_{socle} = 0,4 \text{ m}$

h_p : Hauteur de la pompe 1.10m

AN : $h_5 = 2 \text{ m}$

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

Chapitre VI : Etude du pompage

h_7 : Hauteur de chariot. $\Rightarrow h_7 = 0,3 \text{ m}$

h_8 : Hauteur réservée aux formes profilées $\Rightarrow h_8 = 0,8 \text{ m}$

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

AN :

$$H_b = 1.705 + 2.2 + 0.3 + 0.8 + 0.5 \Rightarrow H_b = 5.5 \text{ m}$$

On prend une hauteur normalisée de **6 m**

VI.10.3.6.3 La longueur du bâtiment

La longueur du bâtiment en (m) est calculée par la formule suivante :

$$L_b = n_p \times l_p + L_{int} + L_{pf} + n_p \times L_{ta} + 2 \times S \quad (\text{m})$$

Avec :

n_p : nombre de pompes (tenant compte de la pompe de secours) ; **$n_p = 2$** .

l_p : largeur de la pompe ; **$l_p = 3.30 \times \cos 45 = 2.33 \text{ m}$** (pompe inclinée)

L_{int} : Distance entre deux pompes voisines ; on prend : **$L_{int} = 2 \text{ m}$**

L_{pf} : Longueur de la plateforme **$L_{pf} = 3 \text{ m}$** ;

L_{tasp} : longueur de la tubulure d'aspiration et les accessoires $L_{ta} = 2 \times \cos 45 = 1.4 \text{ m}$

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

AN :

$$L_b = 2 \times 2.33 + 2 + 3 + 2 \times 1.4 + 2 \times 0.3 \Rightarrow L_b = 13.06 \text{ m}$$

On prend une longueur normalisée de **15.4 m**

VI.10.3.6.4 La largeur du bâtiment

$$l = l_1 + L_p + L_{ta} + L_{bur} + l_c + 2 * S \quad (\text{m})$$

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

l_1 : distance entre le mur et le premier organe 1 m .

L_p : longueur de pompe (m) ; $L_p = 3.3 \times \sin 45 = 2 \text{ m}$

L_{ta} : longueur de la tubulure d'aspiration et les accessoires ; $L_{ta} = 2 \times \sin 45 = 1.4 \text{ m}$

l_{bur} : largeur du bureau ; $l_{bur} = 3.8 \text{ m}$

l_c : largeur du couloir ; $l_c = 1.4 \text{ m}$

AN :

Chapitre VI : Etude du pompage

$$l = 1 + 2 + 1.4 + 3.8 + 1.4 + 2 \times 0.3 \Rightarrow l = 12.53m$$

On prend une largeur normalisée de **12.6 m**

VI.10.3.6.5 Dimensions des portes

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

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

VI.10.3.6.6 Dimensionnement des fenêtres

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

$$S_{ec} = S_{SP} \times 0.15 (m)$$

AN :

$$S_{ec} = 6 \times 18 \times 0.15 \Rightarrow S_{ec} = 16.6m$$

Surface d'une fenêtre (2.2×1.4)

Nombre totale des fenêtres est 5

VI.10.3.6.7 Dimensionnement des marches d'escalier

Hauteur : 17 cm.

Largeur : 30 cm.

Pente : 1/1,75.

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons choisi le type et le nombre des pompes nécessaires pour chaque station de pompage, on a dimensionné aussi l'ensemble des équipements des stations et on a déterminé les dimensions des bâtiments. Le choix du type et le nombre des pompes pour chaque station est :

- Pour la SP1 on a choisi de remplacer les trois (3) pompes existante par trois (3) nouvelles pompes (2+1 secours) axiale a axe verticale.
- La SP2 comprend une (1) pompe (+1 secours) centrifuge à axe horizontal.
- La SP3 comprend une (1) pompe (+1 secours) centrifuge à axe horizontal.

Chapitre VII :

Pose et protection des conduites

Introduction

Dans ce chapitre, on va expliquer la procédure de la pose canalisation des conduites dans les terrains accidentés. On va aussi évoquer un phénomène transitoire important nommé coup de bélier ainsi que les moyennes de protection contre ce phénomène par le bon dimensionnement des équipements de protection.

VII.1 Pose de canalisation (5)

VII.1.1 Réalisation de la tranchée

Il faut excaver jusqu'à la ligne du rasant si le terrain est uniforme. S'il y a des éléments rigides tels que de pierres, des roches, des anciennes usines, etc., il faut excaver en dessous du rasant pour faire un remplissage postérieur.

Le matériel qui procède de l'excavation doit être empilé suffisamment en aval de la bordure de la tranchée afin d'éviter son effondrement ou le dépouillement qui peut mettre en danger les ouvriers

Le remplissage des excavations complémentaires réalisées en dessous du rasant est réglé pour laisser un rasant uniforme. Le remplissage est fait, de préférence, avec du sable libre, du gravier ou avec des pierres concassées, à condition que ces dernières n'excèdent pas les 2 cm. Il faut éviter l'emploi de terres inadéquates. Ces remplissages sont compactés soigneusement et leur surface est réglée.

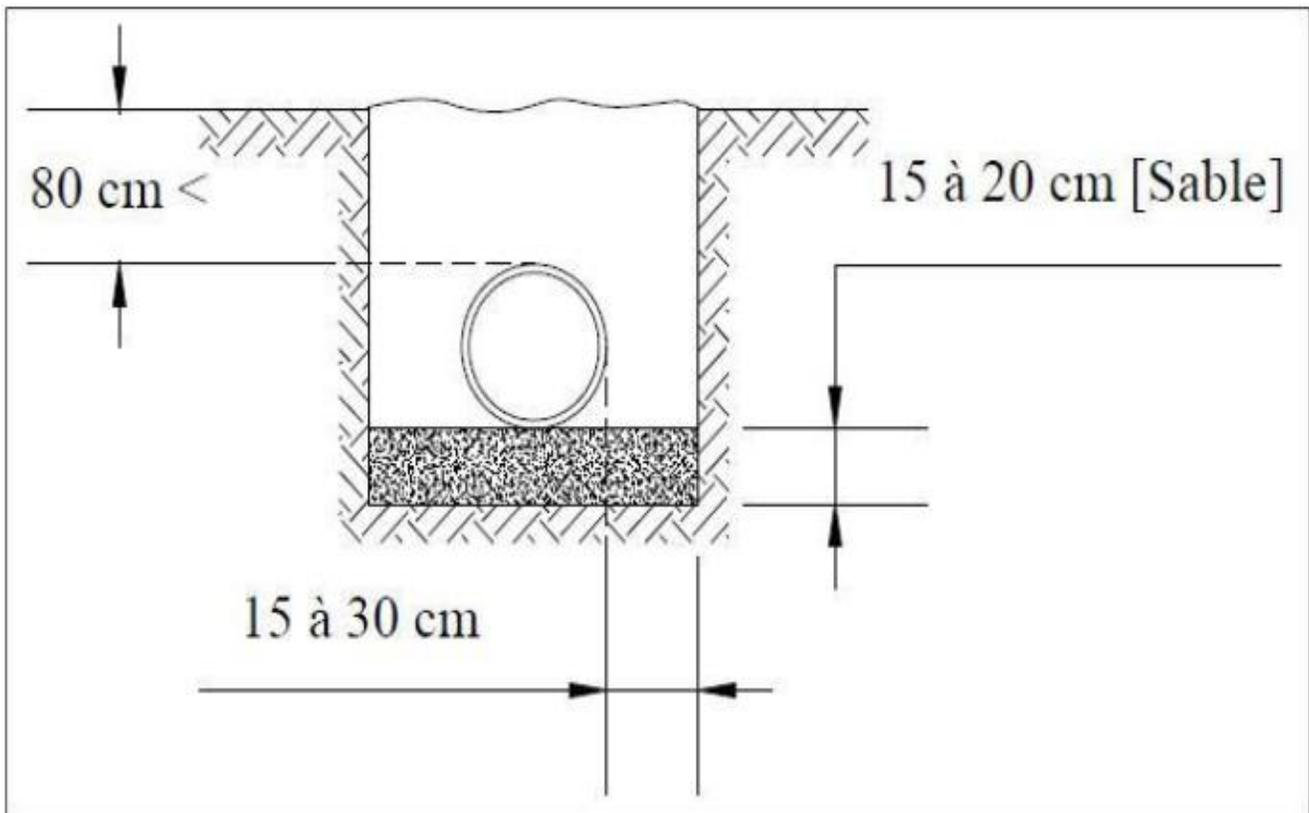


Figure VII- 1 Pose de canalisation dans un terrain ordinaire

Chapitre VII : Pose et protection des conduites

VII.1.2 Remplissage de tranchée

Une fois les tuyaux installés, le remplissage de tranchée est compacté par des couches successives de terre. Les premières couches, jusqu'aux 30 cm au-dessous de la génératrice supérieure du tuyau, sont faites en évitant de mettre des pierres ou de graviers de diamètres supérieurs aux 2 cm et avec un degré de compactage d'au moins 95 % du Proctor Normal. Les autres couches peuvent contenir du matériel plus gros. Il est recommandé de ne pas employer des éléments supérieurs aux 20 cm et avec un degré de compactage des 100 % du Proctor Normal.

Il faut faire attention au procédé utilisé afin de remblayer les tranchées et renforcer les remblais afin de ne pas provoquer des mouvements de tuyaux. Les tranchées ne doivent pas être remblayées en périodes de gelée ou avec du matériel gelé.

Le comportement à long terme de tuyaux est en rapport direct avec la qualité de montage et des matériaux employés dans l'installation du produit. Il faut suivre soigneusement les étapes indiquées et réaliser un contrôle compétent de toutes les phases du montage.



Figure VII- 2 Pose des canalisations en plastique

VII.1.3 Profondeur de tranchée

À profondeur minimale de tranchée est déterminée pour protéger les tuyaux des effets de la circulation routière et des charges externes et pour les abriter des variations de température de l'environnement. Pour ce faire, il faut prendre en compte la situation des tuyaux (sous les chaussées ou dans des lieux de circulation routière plus ou moins intense ou sous les trottoirs), le type de remblai, le revêtement (s'il y en a) et la qualité du lit d'appui, la nature des terres, etc.

Chapitre VII : Pose et protection des conduites

La profondeur minimale sous les chaussées ou pour des terrains avec de circulation routière, par règle générale, fait que la génératrice supérieure du tuyau reste à 0,8 de la surface dans les trottoirs ou dans des lieux sans circulation routière, ce revêtement peut diminuer à 0,6 cm. Si ce revêtement ne peut pas être respecté à cause des régions topographiques, d'autres canalisations, etc., il faut prendre des mesures de protection nécessaires.

VII.1.4 Largueur de tranchée

Le largueur de la tranchée dépend de la taille des tuyaux, de la profondeur de la tranchée, de talus de parois latérales, de la nature du terrain, du besoin ou absence de blindage, etc. Par règle générale, la longueur minimale ne doit pas être inférieure aux 0,7 m et il faut laisser un espace de 0,25 m à chaque côté du tuyau, afin de compacter la terre autour de tuyaux.

VII.1.5 Précaution de pose

Un essai de pression confirmera l'étanchéité et la stabilité des conduites avant le remblai. Puis on procédera au nettoyage et à la désinfection des canalisations, les conduites seront lavées intérieurement au moyen de chasses d'eau ou autres procédés adéquats. Ces lavages seront répétés, si nécessaire, afin que la turbidité de l'eau soit inférieure au maximum admis par les normes et règlements en vigueur pour la qualité des eaux destinées à la consommation humaine. Il est ensuite procédé à la désinfection et au rinçage des conduites, aux prélèvements d'eau pour le contrôle conformément aux instructions en vigueur.

VII.1.6 Butées et amarrages des conduites (6)

Quand il s'agit d'une conduite posée en terre, le terrain qui la recouvre et l'entoure ne tarde pas à prendre sa cohésion initiale et à produire un véritable blocage de la conduite, suffisant pour assurer une stabilisation définitive de cette dernière.

Toutefois, dans le cas où le terrain ne présente pas de garanties de résistance suffisantes, ou lorsque la conduite doit être posée à l'air libre, on est parfois dans l'obligation de stabiliser cette dernière par des dispositions appropriées. C'est ainsi que, dans ses parties inclinées, la conduite est parfois amarrée à des massifs de maçonnerie très solidement implantés dans le terrain. Les amarrages sont constitués par des pièces en acier forgé qui enserrant la conduite et sont scellés dans les massifs préalablement construits.

De même, dans les coudes, il s'exerce sous l'effet de la pression des efforts dont la résultante tend à produire le déboîtement des joints et, par conséquent, la dislocation de la conduite.

Cette poussée est située dans le plan du coude, et dirigée extérieurement suivant son axe. Aussi, ces coudes doivent-ils être butés par des massifs de maçonnerie plus ou moins importants, dont les dimensions sont calculées en fonction des éléments à prendre en compte (pression à l'intérieur de la conduite, rayon de cette dernière et angle du coude).

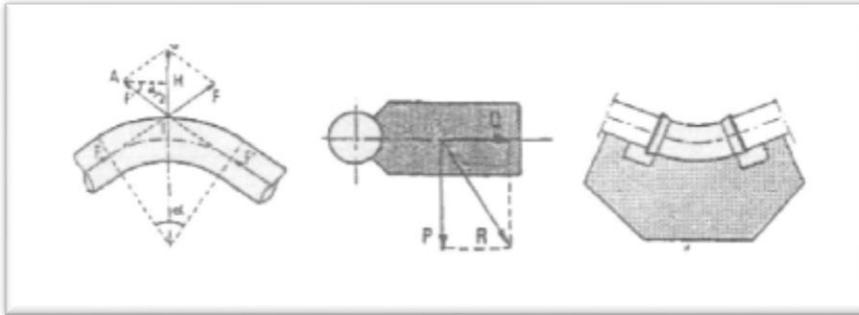


Figure VII- 3 Butée sur un coude horizontal

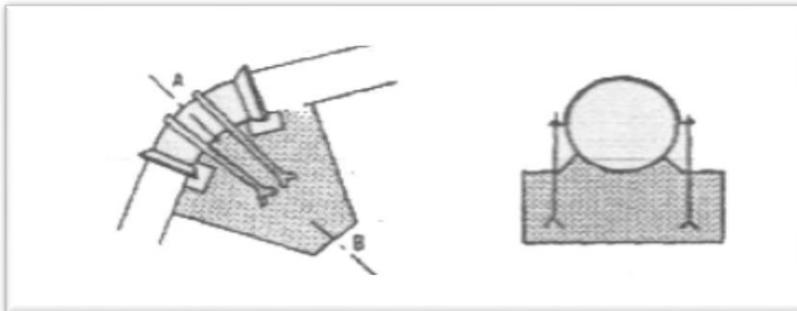


Figure VII- 4 Butée sur un coude horizontal

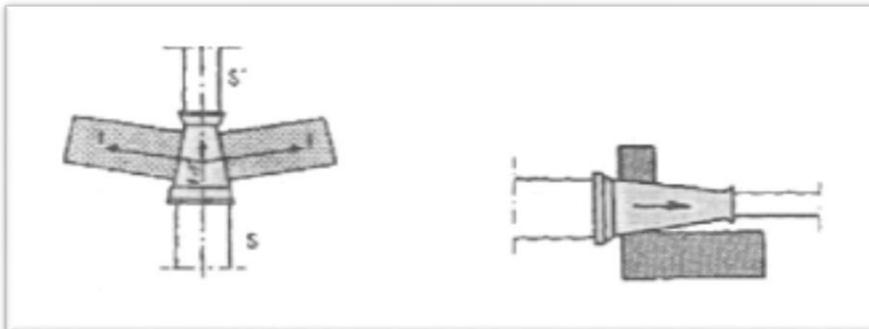


Figure VII- 5 Butée sur un cône

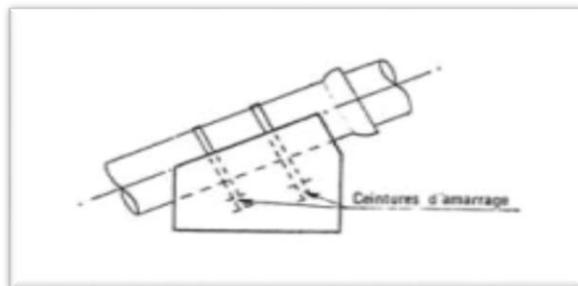


Figure VII- 6 Amarrage sur une conduite (cas d'un terrain incliné)

VII.2 Phénomène du coup de bélier (7)

VII.2.1 Principe et manifestations

Un coup de bélier est une brusque variation de pression et a pour cause une brutale variation de débit.

Dans une tuyauterie où circule du liquide, une fermeture brusque de vanne ne bloque pas immédiatement toute la masse de liquide se trouvant dans la tuyauterie.

Ce liquide encore en mouvement vient "s'écraser" sur la face amont de l'opercule de la vanne en produisant une augmentation de pression et de la même façon, la pression en aval de la vanne chute brutalement.

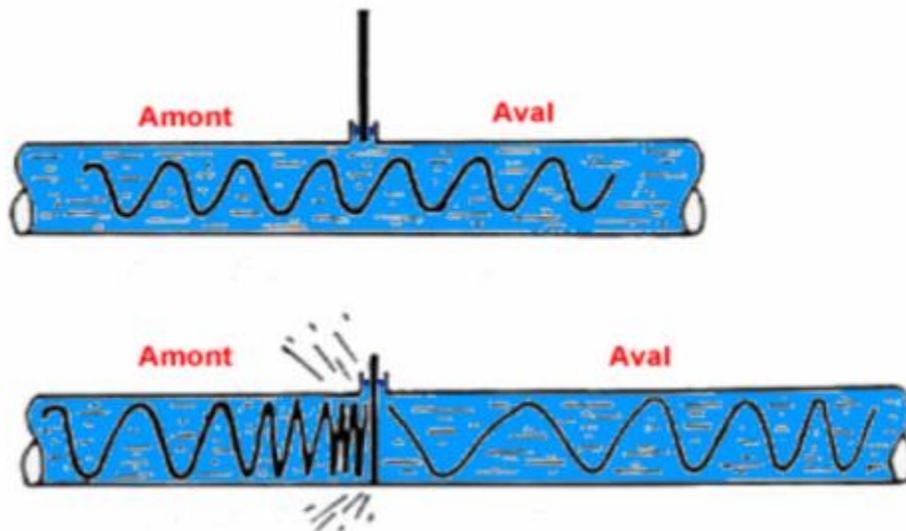


Figure VII- 7 principe du coup de bélier

Cette surpression (ou dépression) localisée sur une petite longueur va se déplacer sous forme d'une onde le long de la conduite jusqu'à ce qu'elle rencontre un obstacle qui la fait repartir dans l'autre sens.

On crée ainsi un mouvement de va-et-vient de surpression et de dépression qui diminue avec le temps grâce aux frottements qui amortissent le mouvement.

L'amplitude de la surpression dépend essentiellement de la vitesse de variations du débit. Il suffit donc de s'attacher à ne produire que des variations lentes du débit.

Chapitre VII : Pose et protection des conduites

VII.2.2 Les causes du coup de bélier :

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

- L'ouverture ou la fermeture 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.
- Modification de la vitesse d'une pompe.
- Variation d'un plan d'eau.
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage qui est la cause la plus répandue du coup de bélier.

VII.2.3 Conséquences du coup de bélier

- **Cas de la surpression :** C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par une pression importante se produisant à la suite d'une fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement ou bien à la suite d'une dépression causée par l'arrêt brusque d'une pompe. Si la pression totale c'est-à-dire la pression en régime permanent majorée de la valeur de surpression due au coup de bélier dépasse la pression maximale admissible des tuyaux il y a risques de rupture de ces derniers et déboîtement des joints.
- **Cas de dépression :** 'est une conséquence du coup de bélier engendrée par l'apparition d'une pression relative négative, à la suite d'un arrêt brusque d'une pompe ou d'une ouverture instantanée d'une vanne de sectionnement. Si cette pression devient inférieure à -10 mce, il se produira une poche de cavitation va se créer et ça pourrait provoquer l'implosion ou l'aplatissement de la conduite, l'aspiration des joints, le décollement de l'enduit et la détérioration de la protection interne de la conduite.
- **Fatigue de la canalisation :** En régime transitoire les alternances des surpressions et dépressions qui sont une conséquence inévitable du phénomène provoquent la fatigue du matériau de la canalisation même si leur amplitude est faible.

VII.2.4 Moyens de prévention

Les coups de bélier peuvent être à l'origine d'accidents, mais le plus souvent, cela se limite à une rupture de tuyauteries ou du matériel qui y est raccordé. Les lignes transportant des fluides dangereux bénéficient d'une attention toute particulière lors de la conception, de la construction et de l'exploitation.

Les éléments suivants permettent de diminuer ou supprimer les coups de bélier :

- Réduire la pression de l'alimentation en eau, par l'installation d'un régulateur de pression.

Chapitre VII : Pose et protection des conduites

- Réduire la vitesse du fluide dans la tuyauterie. Afin de réduire l'importance du coup de bélier, certains guides de dimensionnement recommandent une vitesse égale ou inférieure à 1,5 m/s.
- Installer des robinets avec une vitesse de fermeture lente.
- Utiliser des procédures d'ouverture et de fermeture sur une installation.
- L'installation d'une bouteille anti-coup de bélier, également appelée bouteille anti-bélier.
- Mettre en place une chambre d'équilibre.
- Réduire les longueurs de tuyauterie droite par des coudes ou des lyres de dilatation, les coudes réduisant l'influence des ondes de pression.
- Employer des éléments de tuyauterie conçus pour des pressions élevées (solution coûteuse).
- Installer un volant d'inertie sur la pompe.
- Installer un bypass de la pomperie.
- Utiliser une vanne automatique de pompage pour les pompes.

VII.2.5 Protection de notre adduction contre le coup de bélier

VII.2.5.1 Calcul de la célérité d'onde

La célérité d'onde donnant le coup de bélier est donnée par la formule suivante :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K \times 2 \times a \times (1 - v_m) \times (1 - v_s)}{(1 - v_m^2) \times a \times E_s + E_m \times e_m \times (1 - v_s)}}} \quad (\text{VII.1})$$

Avec :

C : Célérité en [m/s]

K : Coefficient de compressibilité de l'eau ; $k = 2,07 \cdot 10^9$ pascal

ρ : Masse volumique de l'eau ; $\rho = 1000$ kg / m³

e_m : Epaisseur de la conduite (m)

a : Rayon intérieur de la conduite (m)

v_m : Coefficient de poisson du matériau de la conduite ; $v_m = 0,46$ (PEHD)

v_s : Coefficient de poisson du sol entourant la conduite ; $v_s = 0,33$

Chapitre VII : Pose et protection des conduites

E_m : Le module de Young du matériau de la conduite ; $E_m=2.10^9$ Pascal

E_s : Module de Yong du sol considéré $E_s =2.10^8$ Pascal

Le coup de bélier exprimé en terme de hauteur de charge se présente sous la forme suivante :

$$\Delta H = \frac{C \times \Delta V}{g} \text{ (m)} \quad (\text{VII.2})$$

Avec :

ΔV : Variation de la vitesse (m/s) ;

Si la fermeture de la vanne est totale et a pour but l'arrêt complet de l'écoulement donc :

$\Delta V = V_0$; ou V_0 est la vitesse d'écoulement dans la conduite.

La hauteur du coup de bélier sera :

$$\Delta H = \frac{C \times V_0}{g} \text{ (m)} \quad (\text{VII.3})$$

Tableau VII- 1 Calcul de la célérité d'onde dans les tronçons

Tronçon	e_m (m)	a (m)	K (Pa) (10^9)	P (Kg/m ³)	v_m	v_s	E_m (Pa) (10^9)	E_m (Pa) (10^9)	C (m/s)
SP2-SP3	0.043	0.145	2.07	1000	0.46	0.33	3	2	744.59
SP3-RT	0.029	0.145	2.07	1000	0.46	0.33	3	2	653.42
RT-RD	0.029	0.145	2.07	1000	0.46	0.33	3	2	653.42

La charge totale tenant compte le coup de bélier :

Cas de surpression :

$$H_s = H_g + \Delta H \quad (\text{VII.4})$$

Cas de dépression :

$$H_d = H_g - \Delta H \quad (\text{VII.5})$$

VII.2.5.2 Protection du tronçon gravitaire

Dans le cas d'une conduite gravitaire, la manœuvre instantanée de la vanne aval va provoquer un coup de bélier. Pour éviter ce phénomène, il faut que le temps de fermeture de la vanne t_r doive être supérieur à $2L/C$.

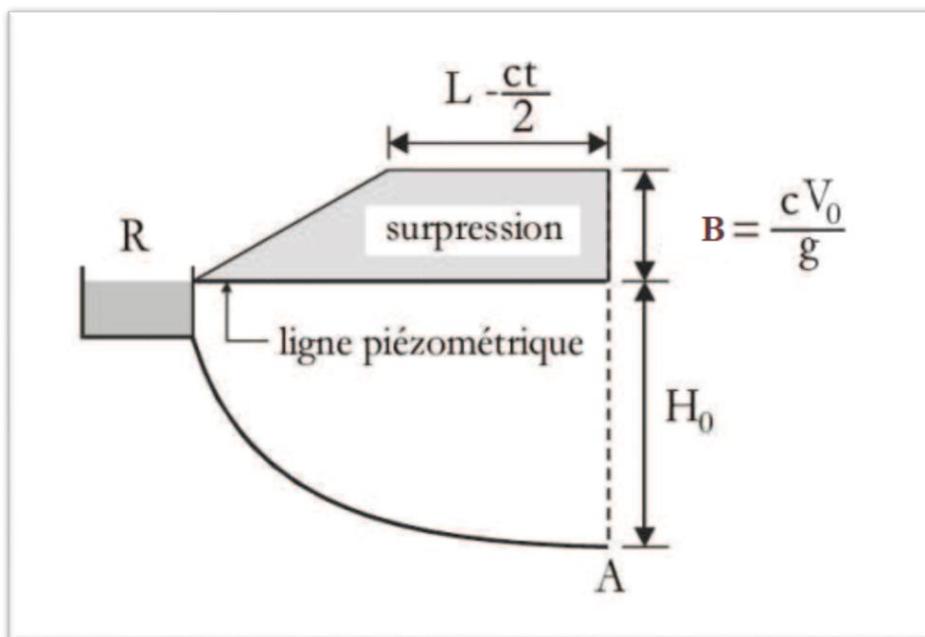


Figure VII- 8 répartition du coup de bélier : fermeture rapide

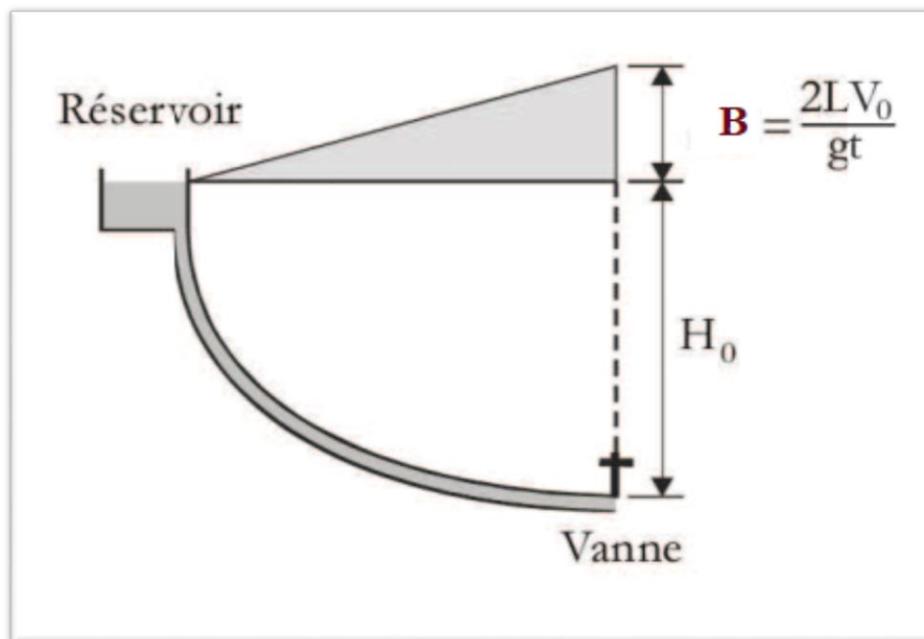


Figure VII- 9 répartition du coup de bélier : fermeture progressive

Chapitre VII : Pose et protection des conduites

Pour $L=Ct/2$ et on remplace le terme de la célérité d'onde dans la formule (VII-3) on obtient la formule de MICHAUD

$$B = \frac{2 \times L \times V_0}{g \times t} \quad (\text{VII.6})$$

Tableau VII- 2 Calcul de la hauteur en cas d'un coup de bélier (surpression et dépression)

Tronçon	V_0 (m/s)	B (m)	Hg (m)	Hs (m)	Hd (m)
RT-RD	1.62	110.33	77.5	187.83	-32.83

Le temps de retour de l'onde est :

$$t_r = \frac{2 \times L}{C} \text{ (s)} \quad (\text{VII.7})$$

Avec :

L : Longueur de la conduite (m)

C : Célérité d'onde (m/s)

Tableau VII- 3 Le temps de retour pour le tronçon (RT-RD)

Tronçon	C (m/s)	L (m)	t_r (s)
RT-RD	668.13	918	2.75

On a déjà choisi précédemment dans le chapitre V un robinet vanne à un temps de fermeture $t_f=30\text{min}$.

Calcul de la hauteur de la charge du coup de bélier par la formule (VII-6) pour un temps de fermeture de 45mn.

AN :

$$B = \frac{2 \times 918 \times 1.62}{9.81 \times 2700} \Rightarrow B = 0.11 \text{ m}$$

La fermeture lente de la vanne aval du tronçon (RT-RD) suffisante pour amortir le coup de bélier.

VII.2.5.3 Protection des tronçons de refoulement

Lors de l'arrêt brusque d'une pompe, il se produit un phénomène de coup de bélier similaire à celui de la fermeture d'une vanne. La différence principale est que le cycle commence par une onde de dépression près de la pompe au lieu de la surpression à côté de la vanne. Cette interruption donne lieu à un phénomène de coup de bélier.

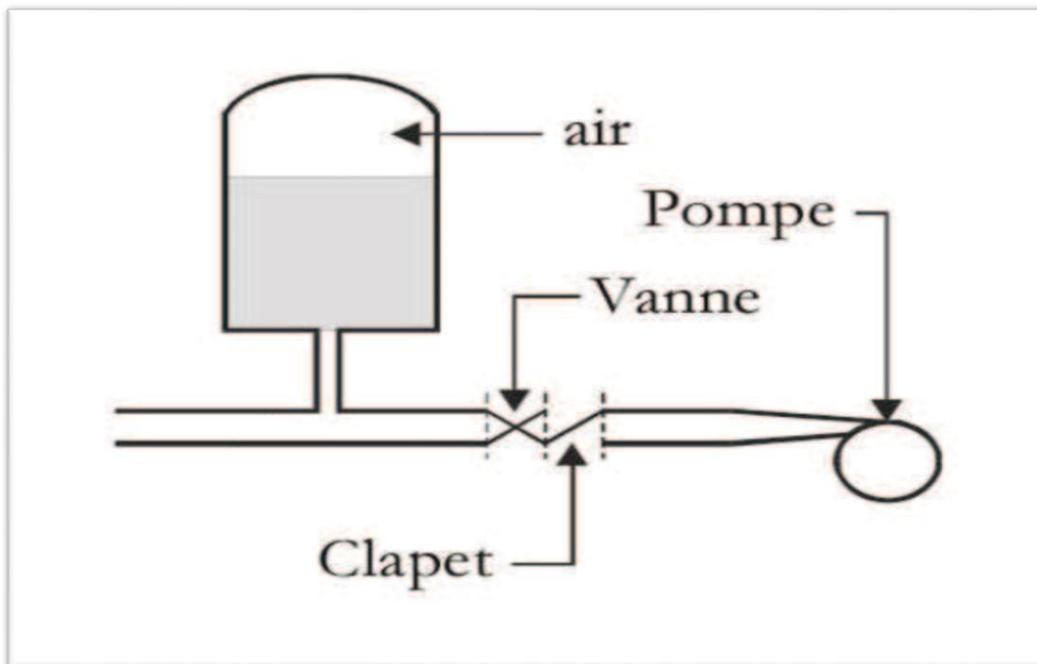
La protection contre le coup de bélier dans le cas d'un refoulement se fait par :

Volant couplé au moteur : Le volant d'inertie permet d'éviter l'arrêt brusque du moteur en augmentant l'inertie du système en mouvement.

Le volant, qui est calé sur l'arbre de la pompe, accumule de l'énergie cinétique durant le fonctionnement normal de la pompe. Lorsque la pompe n'est plus alimentée lors d'une panne, le volant continue de tourner grâce à son inertie.

L'inertie du volant doit être suffisante pour transformer la manœuvre instantanée en manœuvre lente, c'est-à-dire qu'elle doit garantir le mouvement pendant un intervalle de temps supérieur à $2L/c$.

Réservoir d'air : Le réservoir renferme une certaine quantité d'eau et d'air dont la pression équilibre la pression de fonctionnement normale à l'endroit où il est installé. Lors de l'arrêt brusque de la pompe, il y a une dépression à la sortie de la pompe. Le réservoir hydropneumatique, dont la pression devient plus élevée, se vide pour alimenter la conduite et limiter cette dépression.



Chapitre VII : Pose et protection des conduites

Figure VII- 10 Réservoir d'air anti-bélier

Pendant la deuxième phase, le phénomène inverse se produit et permet la réduction des surpressions. Afin de rendre cet effet plus marqué, on interpose entre le réservoir et la conduite, une perte de charge dissymétrique, donnant lieu à une perte de charge plus élevée à l'entrée qu'à la sortie. Cet artifice peut être réalisé par exemple au moyen d'un tube du type Borda ou un clapet avec orifice intercalé entre la conduite à protéger et le réservoir. Les réservoirs d'air sont particulièrement indiqués pour les installations à faible débit (moins de m^3/s), pour des conduites de refoulement d'autant plus courtes que le débit à pomper est grand et pour des hauteurs d'élévation inférieures à 150m. Le volume des réservoirs se situe normalement entre $0,5\text{m}^3$ et 10m^3 .

Cheminée d'équilibre : Le principe de la cheminée d'équilibre est le même que celui du réservoir d'air, avec la seule différence que celle-là est ouverte à l'atmosphère. Compte tenu des hauteurs d'élévation en jeu, la cheminée d'équilibre ne convient pas généralement pour les stations de pompage, surtout en milieu urbain. Elle est principalement utilisée pour les centrales hydroélectriques.

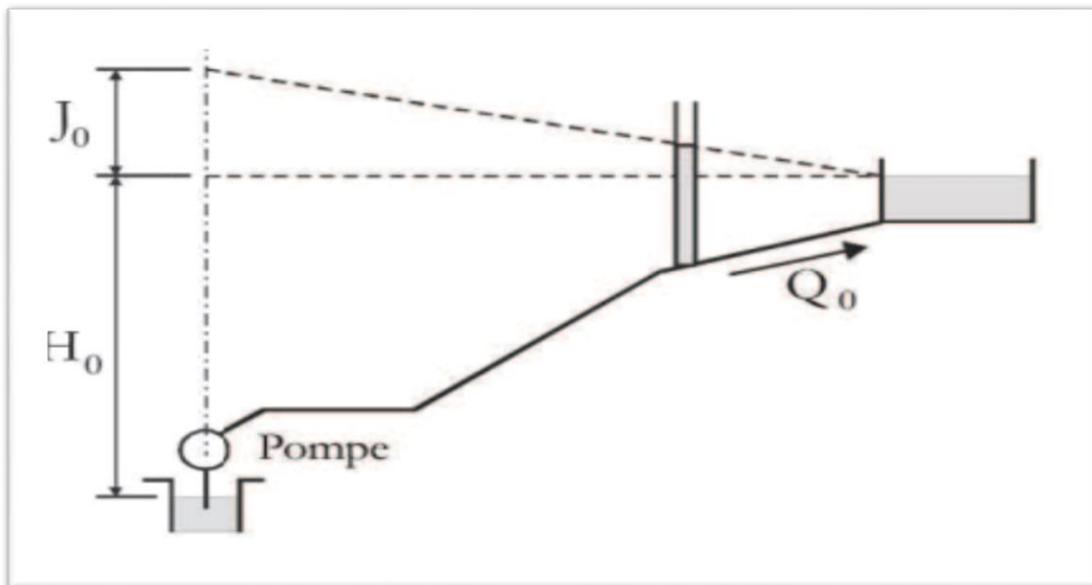


Figure VII- 11 Cheminée d'équilibre

Souppes de sécurité : Il existe dans le commerce des soupapes de sécurité anti-bélier. Le principe de fonctionnement des soupapes de décharge est de s'ouvrir pour laisser passer un certain débit dès que la pression dépasse une valeur prédéterminée. La soupape de décharge ne protège donc pas la canalisation contre les dépressions puisqu'elle ne fait pas entrer l'eau nécessaire.

VII.2.5.3.1 Calcul du réservoir d'air

L'étude du coup de bélier consiste à calculer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans les conduites de refoulement et le volume du réservoir d'air.

On utilise la méthode de PUECH et MEUNIER pour le dimensionnement.

On calcule les trois (3) nombres adimensionnels :

K : Qui caractérise les pertes de charges,

A : Qui caractérise la conduite de refoulement,

B : Qui caractérise le volume d'air du réservoir anti-bélier.

$$K = (H_{abs} - H_0)/H_0 \quad (\text{VII.8})$$

Avec

Habs : Hauteur manométrique totale absolue (Habs= HMT+10) en (m),

H0 : Pression statique absolue (H0 = HG+10) en (m).

$$A = \frac{C \times V_0}{g \times H_0} \quad (\text{VII.9})$$

Avec :

C : Célérité (m/s),

V0 : Vitesse dans la conduite en régime permanent (m/s),

$$B = \frac{V_0^2 \times L \times S}{g \times H_{abs} \times U_0} \quad (\text{VII.10})$$

Avec

L : Longueur de la conduite en (m),

s : Section de la conduite en (m²),

U0 : Volume d'air du ballon anti-bélier en régime permanent en (m³). Ayant calculé K et A, nous superposerons la famille de courbes B au profil en long. Nous choisirons la courbe qui laisse au moins une sécurité de 3 m de pression absolue au-dessus du point le plus défavorable du profil. La valeur de B qui sera ainsi déterminé pour calculer le volume de l'air U0. Puis on détermine le volume maximal de l'air Umax qui correspond à la plus faible pression lue sur le graphique Pmini par la formule suivante :

Chapitre VII : Pose et protection des conduites

$$P_{mini} \times U_{max}^{1,2} = H_{abs} \times U_0^{1,2} \quad (\text{VII.11})$$

Si nous voulons qu'il reste encore 20 % d'eau lors de la plus grande dépression, il nous faut

Prévoir un ballon de volume τ égal à :

$$\tau = U_{max} \times 1,2 \quad (\text{VII.12})$$

Application ces formules pour notre adduction :

Tableau VII- 4 caractéristiques des tronçons de refoulement

Tronçons	L (m)	D _{int} (mm)	Hg (m)	ΔH (mce)
SP2-SP3	1378	228.8	161.5	31.59
SP3-RT	903	257.8	106.5	11.50

Tableau VII- 5 Caractéristiques du tronçon SP2-SP3

Cote Z (m)	276	316	380	390	433
Longueur de la conduite (m)	0	421	97	408	452
ΔZ (m)	0	40	64	10	43
$\frac{\Delta Z + 10}{Hg + 10}$	0.058	0.29	0.43	0.116	0.31
X	0	421	518	926	1378
X/L	0	0.30	0.37	0.67	1

Tableau VII- 6 Caractéristiques du tronçon SP3-RT

Cote Z (m)	433	473	492	518	535
Longueur de la conduite (m)	0	225.75	225.75	225.75	225.75
ΔZ (m)	0	40	19	26	17
$\frac{\Delta Z + 10}{Hg + 10}$	0.086	0.43	0.25	0.31	0.23
X	0	225.75	451.5	677.25	903
X/L	0	0.25	0.5	0.75	1

On utilise l'abaque de Meunier et Puech pour déterminer les valeurs de B.

Chapitre VII : Pose et protection des conduites

Tableau VII- 7 Volumes des réservoirs d'air

Tronçons	L (m)	S (m ²)	K	A	B	U0 (m ³)	Umax (m ³)
SP2-SP3	1378	228.8	0.18	0.91	2	0.098	0.136
SP3-RT	903	257.8	0.1	1.17	0.8	0.319	0.465

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté les différentes procédures de la pose canalisation.

Nous avons abordé le phénomène transitoire « le coup de bélier » ainsi que ses causes, ses conséquences et les moyens de prévention contre ce phénomène.

Pour la protection de notre adduction, nous avons choisi d'utiliser des vannes a fermeture lente pour les tronçons gravitaires. Pour les tronçons forcés, nous avons prévu des réservoirs d'air pour les stations de pompage SP1 et SP2, ayant des capacités de 170 L et 560 L successivement.

Chapitre VIII :

Organisation du chantier

Chapitre VIII : Organisation du chantier

Introduction

Dans ce chapitre, nous allons calculer l'ensemble des volumes de terrassement pour l'ensemble des ouvrages d'adduction et les engins nécessaires pour la réalisation, ainsi que la détermination du coût total du projet.

VIII.1 Calcul du volume des travaux l'adduction

Les étapes des différents travaux sur des chantiers de réalisation des adductions pour l'alimentation en eau potable sont :

- Implantation des tracés des tranchées sur le terrain ;
- Nivellement de la plate-forme de pose ;
- Excavation des tranchées ;
- Pose des conduites ;
- Epreuve de joint et de canalisation ;
- Remblaiement des tranchées.

VIII.1.1 Implantation du tracé des tranchées sur le terrain

On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain avec des jalons placés en distances par des repères fixés où des bornes. La direction des axes et leurs extrémités sont ainsi bien déterminées.

VIII.1.2 Nivellement de la plate-forme de pose

Le nivellement est la mesure des différences d'altitudes entre deux ou plusieurs points situés sur une pente uniforme. Le nivellement a pour but de définir le relief d'un terrain en fixant l'altitude d'un certain nombre de points toutes les côtes sont données par rapport à un niveau de base appelé plan de comparaison. Lorsque le terrain compte des obstacles on procède au nivellement par cheminement et par un simple calcul. On détermine la hauteur de chaque point ainsi la profondeur de tranchée en point.

VIII.1.3 Excavation des tranchées

Selon les caractéristiques du terrain l'excavation sera réalisée mécaniquement ou manuellement, la profondeur minimale de la tranchée à excaver atteint 1 m pour :

- Garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs.
- Ne pas gêner le travail de la terre (exploitation).
- Protéger la canalisation contre le gel.
- La largeur de la tranchée doit être telle qu'un homme puisse travailler sans difficulté et elle augmente avec les diamètres des conduites à mettre en place.
- L'excavation des tranchées s'effectue par tronçon successive en commençant par les points hauts pour assurer s'il y a lieu l'écoulement naturel des eaux d'infiltrations.

Chapitre VIII : Organisation du chantier

- Pour la réalisation de cette opération, on opte pour une pelle mécanique.

Donc l'excavation nécessite la détermination de plusieurs paramètres tels que :

- La profondeur de la tranchée (Htr) ;
- La largeur de la tranchée (b) ;

VIII.1.3.1 La profondeur (Htr)

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite, des charges roulantes (extérieurs) et de la température, elle est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D + h + h1 \text{ (m)} \quad \text{(VIII.1)}$$

Avec :

Htr : profondeur de la tranchée (m) ;

D : diamètre de la conduite (m) ;

h : hauteur de la génératrice supérieure de la conduite, On prend 80 cm

h1 : épaisseur du lit de pose, On prend 20 cm

VIII.1.3.2 Le volume des déblais

VIII.1.3.2.1 Largeur de la tranchée

La largeur de la tranchée doit permettre une pose correcte ; facilite-la tache et aussi permettre le compactage du remblai.

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite. On laisse 30 cm d'espace de chaque côté de la conduite.

$$b = D + 0,6 \text{ (m)} \quad \text{(VIII.2)}$$

Avec :

b : largeur de la tranchée (m) ;

D : diamètre de la conduite (m).

VIII.1.3.2.2 Section de la tranchée

Les sections des tranchées sont de forme rectangulaire dont l'aire est :

$$S_{tr} = H_{tr} \times b \text{ (m}^2\text{)} \quad \text{(VIII.3)}$$

Avec :

Htr : profondeur totale de la tranchée (m) ;

b : largeur du fond du tranchée (m).

Chapitre VIII : Organisation du chantier

VIII.1.3.2.3 Volume à excaver

Le volume d'excavation est :

$$V_{déb} = S_{tr} \times L \quad (\text{VIII.4})$$

Avec :

V_D : Volume du déblai (m³)

S_{tr} : La section du tranché (m²).

L : La longueur du tranché (m).

VIII.1.4 Lit de sable

L'épaisseur du lit de sable est de 20 cm.

$$V_s = b \times L \times e \quad (\text{VIII.5})$$

Avec :

V_s : volume du lit de sable (m³) ;

e : épaisseur du lit de sable, $e = 20$ cm ;

L : longueur de la tranchée (m).

b : largeur du fond du tranchée (m).

VIII.1.5 Le volume des remblais

Le volume des remblais est :

$$V_{rem} = (V_{déb} - V_c - V_s) \quad (\text{VIII.6})$$

Avec :

V_d : Volume du déblai (m³)

V_c : Volume de la conduite (m³)

V_s : Volume du lit de sable (m³).

Tableau VIII- 1 Calcul des volumes pour l'adduction

Tronçons	Longueur (m)	Diamètre (m)	b (m)	H _{tr} (m)	V _d (m ³)	V _c (m ³)	V _s (m ³)	V _{rem} (m ³)
SP1-R2000	462	355	0.955	1.355	597.84	45.73	88.24	463.87
R2000-ST	209.1	315	0.915	1.315	251.59	16.29	38.27	197.03
SP2-SP3	1378	400	1	1.4	1929.20	173.16	275.60	1480.44
SP3-RT	903	355	0.955	1.355	1168.50	89.38	172.47	906.66
RT-RD	918	355	0.955	1.355	1187.91	90.86	175.34	921.72

Chapitre VIII : Organisation du chantier

VIII.2 Calcul du volume des travaux des stations de pompage

Tableau VIII- 2 Les dimensions du bâtiment des stations de pompage

Station	Longueur (m)	Largueur (m)	Hauteur (m)	Épaisseur murs (m)	Fenêtres et portes (m ²)
SP2	15.4	12.6	5.4	0.3	42.8
SP3	15.4	12.6	5.4	0.3	42.8

VIII.2.1 Décapage

$$V_{d\acute{e}c} = S_{sp} \times e \quad (m^3) \quad (VIII.7)$$

AN :

$$V_{d\acute{e}c} = 15.4 \times 12.6 \times 0.15 = 29.1 \quad (m^3)$$

VIII.2.2 Excavation

Pour une fouille :

$$V_{fouille} = 1.5 \times 1.5 \times 1.5 = 3.375 \quad (m^3)$$

Pour 12 fouilles :

$$V_{fouilles} = 3.375 \times 12 = 40.5 \quad (m^3)$$

VIII.2.3 Béton de propreté

$$V_{Bp} = 0.1 \times 1.5 \times 1.5 \times 12 = 2.7 \quad (m^3)$$

VIII.2.4 Béton armé

Le volume du béton armé estimé pour la station de pompage est :

$$V_{BA} = 90 \quad (m^3)$$

VIII.2.5 Remblai

Volume du remblai des fouilles :

$$V_{rf} = (3.375 - 1.5 \times 1.5 \times 0.5 - 0.4 \times 0.4 \times 1) \times 12 = 25.1 \quad (m^3)$$

VIII.2.6 Maçonnerie

Surface des murs extérieurs :

$$S_{ext} = 2 \times 2 \times 5.4 \times (12.6 + 15.4) - 2 \times 42.8 = 477 \quad (m^2)$$

Surface des murs intérieurs :

$$S_{int} = 6 \times 3.5 \times 3.6 - 3 \times (1.2 \times 2.2) = 67.7 \quad (m^2)$$

Chapitre VIII : Organisation du chantier

Nombres totales des briques ($0.3 \times 0.2 \times 0.1$) :

$$N_{br} = (477 + 67.7) \div (0.3 \times 0.2) = 9078$$

Nombres totales des briques est 9200 briques.

Tableau VIII- 3 Récapitulation des volumes des travaux pour les deux stations de pompage

Désignation des travaux	Quantités
Décapage (m ³)	58.2
Excavation (m ³)	81
Remblai compacté (m ³)	50.2
Béton de propreté (m ³)	5.4
Béton Armé (m ³)	180
Maçonneries (unités)	18156

VIII.3 Calcul des volumes des travaux des réservoirs

Estimation des volumes pour l'ensemble des réservoirs à construire :

Tableau VIII- 4 Récapitulation des volumes des travaux pour les réservoirs

Désignation des travaux	Quantités
Décapage (m ³)	82.5
Béton de propreté (m ³)	55
Béton Armé (m ³)	386.7

VIII.4 Evaluation du projet

VIII.4.1 Adduction

Tableau VIII- 5 Estimation des devis des travaux et fournitures de l'adduction

désignation	unités	quantités	Prix unitaire (DA)	Devis (DA)
Excavation	(m ³)	5134	1442	7403228
Lit de sable	(m ³)	650	1750	1137500
Fourniture et montage des conduites	(m)	3870	20565	79586550
Remblai et compactage	(m ³)	3970	329	1306130
Transport des terres	(m ³)	1513	67.82	102611.66

Le devis total des travaux et fournitures d'adduction est estimé à **89536019.66 DA**

Chapitre VIII : Organisation du chantier

VIII.4.2 Stations de pompage

Tableau VIII- 6 Estimation des devis des travaux et fournitures pour les stations de pompage

Désignation des travaux	Unités	Quantités	Prix unitaire (DA)	Devis (DA)
Décapage	(m ³)	58.2	171.3	9969.66
Excavation	(m ³)	81	376	30456
Remblai compacté	(m ³)	50.2	208.12	10447.624
Béton de propreté	(m ³)	5.4	880.80	4756.32
Béton Armé	(m ³)	180	21415.6	3854808
Maçonneries	(unités)	18156	17	308652
Transport des terres	(m ³)	115.7	67.82	7846.774
Fourniture des équipements	/	/	/	169378850

Le devis total des travaux et fournitures des stations de pompage est estimé à **173605786.4 DA**

VIII.4.3 Les réservoirs

Tableau VIII- 7 Estimation des devis des travaux et fournitures pour les réservoirs

Désignation des travaux	Unités	Quantités	Prix unitaire (DA)	Devis (DA)
Décapage	(m ³)	82.5	171.3	14132.25
Béton de propreté	(m ³)	55	880.80	48444
Béton Armé	(m ³)	386.7	21415.6	8281412.52
Equipements	/	/	/	65000000

Le devis total des travaux et fournitures des réservoirs est estimé à **73343988.77 DA**

Le devis total du projet avec (TVA 17%) est estimé à **393688379.9 DA**.

VIII.5 Les Engins (8)

Le choix des engins de terrassement est important car les travaux de terrassement sont une étape cruciale de tout chantier. Ils consistent à modifier le relief d'un terrain en déplaçant des quantités importantes de matériaux (généralement de la terre), en créant des ouvrages en remblai (ajout de matière) ou en déblai (enlèvement de matière).

Ils se composent généralement de 3 actions principales :

- L'extraction,
- Le transport
- La mise en œuvre.

Ces différentes machines, lorsqu'elles sont utilisées de façon adéquate, permettent des gains de productivité importants.

VIII.5.1 La pelleuse (ou pelle hydraulique)



Figure VIII- 1 Une pelleuse sur roues

Difficile d'imaginer un chantier sans pelleuse tant cette machine sait tout faire. Elle est essentiellement utilisée pour creuser des trous ou des fondations, mais peut également servir pour des travaux de maintenance ou comme outil de démolition. C'est la reine du chantier et des engins de terrassement.

La pelleuse (appelée également pelle mécanique hydraulique ou excavatrice) est constituée d'un châssis sur chenilles ou pneus, d'une tourelle pivotante à 360°, d'un moteur hydraulique ainsi que d'un bras constitué de 3 équipements : une flèche, un balancier et un godet.

Si les travaux prévoient des déplacements importants ou sur goudron, la pelleuse sur pneus est à privilégier, dans les autres situations, la pelleuse sur chenille apporte plus de stabilité et de mobilité et permet d'accéder à des zones difficiles : plus les chenilles sont larges et plus la pression au sol est petite et la stabilité meilleure.

VIII.5.2 Le chargeur (ou chargeuse)



Figure VIII- 2 Un chargeur sur roues

Le chargeur fait partie des engins de terrassement les plus populaires. C'est un engin de chantier sur pneus muni de roues imposantes lui permettant la pratique de tous types de terrains. Sa benne de grande taille située à l'avant, aussi appelée godet, peut effectuer des mouvements verticaux et pivoter sur son axe porteur.

A noter qu'il existe des modèles sur chenilles qui apporte une meilleure stabilité dans les zones difficiles d'accès, mais la vitesse de déplacement les rend peu pratiques. Il existe également des chargeuses compactes plus adaptées en milieu urbain.

Couramment utilisé sur les chantiers de terrassement, le chargeur permet de transporter/déplacer rapidement une quantité non négligeable de matériaux d'un point à un autre.

VIII.5.3 Les tractopelles



Figure VIII- 3 une tractopelle sur roues

Engin de génie civil, la tractopelle, également appelé « chargeuse-pelleteuse » est composé d'un chargeur à l'avant et d'une pelleteuse à l'arrière de la machine. Il est très apprécié par les professionnels du bâtiment en raison de sa polyvalence d'usage et de sa capacité à se déplacer de chantier en chantier sans nécessiter le recours à une remorque ou un porte char. Les professionnels l'utilisent fréquemment pour des travaux de tranchées ou de canalisations.

VIII.5.4 Engins de compactage

Les engins de compactage (pilonneuse, plaque vibrante, rouleau compacteur), utilisés pour les travaux de route, réseaux.



Figure VIII- 4 Plaque vibrante à guidage manuel

VIII.5.5 Engins de transport



Figure VIII- 5 Camion de transport des terres de 8 tonnes

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons calculé le volume des travaux de terrassement et du génie civil des stations de pompage, des réservoirs et de l'adduction, et enfin nous avons choisi les engins les plus appropriés pour le bon déroulement des différentes étapes du projet.

Nous avons estimé le devis total du projet à **393688379.9 DA.**

CONCLUSION

générale

CONCLUSION GENERALE

En conclusion générale, nous pouvons dire que notre objectif visant le dimensionnement du système d'adduction d'eau potable, pour satisfaire les besoins de la population des 7000 logement AADL de Sidi Serhane à Bouinan (W. Blida), est atteint. Ceci peut être traduit comme suit :

- ✓ D'abord, nous avons fait une présentation de la zone d'étude, ainsi que de la zone de la source.
- ✓ Nous avons calculé les besoins en eau potable des 7000 logements et tous les équipements inclus. Nous avons trouvé un débit maximum journalier de $9281.1 \text{ m}^3/\text{j}$, un débit moyen journalier de $386.71 \text{ m}^3/\text{h}$, ensuite nous avons utilisé ces résultats pour dimensionner ou vérifier les ouvrages de stockage, de pompage et d'adduction.
- ✓ Nous avons présenté la chaîne de traitement des eaux de l'oued, qui est composée d'une station monobloc ayant une capacité de traiter un débit de 200 l/s et un régime de travail (24heures/24).
- ✓ Pour l'adduction, nous l'avons divisée sur trois parties principales, la première partie comporte la mobilisation des eaux brutes vers la station de traitement sur un linéaire de 671.1 m , la deuxième comporte le refoulement des eaux traitées vers le réservoir tampon sur un linéaire de 2281 m . La troisième partie comporte le tronçon gravitaire vers le réservoir de distribution sur un linéaire de 913 m .
- ✓ Dans cette étude, nous avons dimensionné deux réservoirs de reprise pour deux stations de pompage d'une capacité de 100 m^3 chacun un réservoir tampon ayant une capacité de 200 m^3 , un réservoir de distribution de 2000 m^3 .
- ✓ Pour les stations de pompage, nous avons remplacé trois pompes existantes de la station de pompage des eaux brutes SP1 par d'autres afin de refouler le débit de notre projet de 218.18 l/s à une hauteur de 93 m . Nous avons projeté deux stations de pompage SP2 et SP3, refoulant respectivement un débit de 107.42 l/s aux hauteurs 161.5 m et 106.5 m .
- ✓ Pour éviter l'endommagement des conduites, un calcul de coup de bélier a été fait en déduisant un volume maximum du réservoir d'air de 170 L et 560 L pour la SP2 et SP3 respectivement.

- ✓ Les différentes étapes de pose de canalisation et des recommandations ont été également abordées. Afin d'obtenir un bon déroulement du chantier dans les meilleures conditions, l'étude de l'organisation de chantier a été abordée. Un devis estimatif du projet est de 393688379.9 DA.

En fin, nous espérons que ce modeste travail va contribuer à la résolution de divers problèmes le à travers le transfert des eaux brutes de Magtaa lazrag Sidi Serhane à Bouinan et va servir de schéma directeur pour la réalisation de ce projet.

Bibliographie

1. **BOUALEM, SALAH.** *Alimentation en eau potable des agglomérations* . 2014.
3. **YONABA, Roland O.** **ADDITION D'EAU POTABLE.**
6. **DUPONT, A.** "*Hydraulique urbaine*" *Tome II.* Paris : Eyrolles, 1977.
7. **BENNIS, SAAD.** *Hydraulique et hydrologie.* 2009.

Sitographie

2. **maghrebpipe.** *maghrebpipe.* [En ligne] 2018. <http://www.maghrebpipe.com/>.
4. **Eaux de la faye.** [En ligne] 2018. <http://siaep.faye.free.fr/reseau/reservoirs/reservoirs.html>.
5. **Caractéristiques de tranchées pour des tuyaux plastiques enterrés.** [En ligne] <http://www.blogplastics.com/fr/caracteristiques-de-tranchees-pour-des-tuyaux-plastiques-enterres/>.
8. **Les engins de Terrassement pour vos travaux.** *tracktor.* [En ligne] <https://tracktor.fr/blog/les-engins-de-terrassement-pour-vos-travaux>.

Annexes

Répartition horaire du débit maximum journalier

Heures	Nombre d'habitants				Aggl.de type rural
	≤ 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	> 100000	
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	5.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	4.2	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01

Source (ouvrage d'AEP D'ABRAMOV)

Abaque MEUNIER et PUECH

