

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Adduction d'eau potable a partir du barrage El Agrem pour l'alimentation des villes Tahir, et Bazoul (w. Jijel).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0006-14

APA Citation (توثيق APA):

Badache, Atif (2014). Adduction d'eau potable a partir du barrage El Agrem pour l'alimentation des villes Tahir, et Bazoul (w. Jijel)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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 بيداغوجية، مقالات الدوريات، كتب....) و بثه على الخط.

المستودع الرقمي للمدرسة مبني على المنصة المفتوحة و يتم إدارته من طرف مديرة 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 : AEP

THEME DU PROJET :

**ADDUCTION D'EAU POTABLE A PARTIR DU BARRAGE EL AGREM
POUR L'ALIMENTATION DES VILLES TAHIR, TLETA ET BAZOUL
(W.JIJEL)**

PRESENTE PAR :

Mr : BADACHE Atif.

Devant les membres du jury

Noms et Prénoms	Grade	Qualité
M ^f . KHODJET-KESBA Omar	PROFESSEUR.	Président
M ^f . HACHEMI Abdelkader	M.A.A.	Examineur
M ^{me} . BERBACHE Sabah	M.A.A.	Examineur
M ^f . DJELLAB Mohamed	M.C.B.	Examineur
M ^f . AZZAZ Sofiane	Ingénieur (SEAAL)	invité
M ^{me} . MOKRANE Wahiba	M.A.A.	Promotrice

Septembre - 2014

Remerciements

Avant tout, nous remercions Allah qui nous a donné la force et la puissance pour réaliser et achever ce travail dans des bonnes conditions.

*Nous avons le plaisir d'exprimer notre profonde gratitude à notre encadreur **Mme MOKRANE W.** Maître assistante à **ENSH** pour l'effort fournie, les conseils prodigués, sa patience et sa persévérance dans le suivi de ce travail.*

Merci encore Mme MOKRANE.

*Un grand merci à monsieur **KHODJET-KESBA O.** professeur à **ENSH**, pour l'honneur qu'il nous fait en acceptant de présider ce Jury.*

Nos profonds remerciements aussi à mes nombres de jury, pour avoir acceptés d'examiner ce travail.

*Nous remercions également tous nous enseignants du **ENSH**, qui nous ont soutenus durant toutes nos années d'études universitaire.*

Enfin, un grand remerciement à toutes les personnes qui ont contribuées de près ou loin à la réalisation de ce travail.

DEDICACE

A ma fleur de mes espérances, la source de la tendresse à la plus personne, à ma mère, je te dis que tu resteras toujours la plus adorable dans ma vie.

A celui qui a sert que donner l'espoir et le courage nécessaire pendant mon long trajet d'étude, à mon père, je vous estime fort ainsi que je vous aime.

A ma femme, la plus chère de mon cœur Wissam, qui m'a encouragé, qui ma donnée la force et la volonté de surmonter tous les obstacles et les difficultés.

A mes adorables sœurs Aya et Rahma

A mes chères frères Yakoub, Sadam, Dawad et Ayoub.

Pour leurs amours et leurs encouragements.

A tout ma famille.

A mes amis plus chers Alla, Saad, mouhamed, Nabil, Bilal, fouad et Ahmed

À tous mes collègues de promotion de

ENSH.

Et tout ce qui m'ont encouragé tout au long de mes études.

BADACHE ATIF

:

ان تحويل المياه الصالحة للشرب يتطلب أنابيب تنقل المياه من مناطق الجذب (سد العجزم) إلى مناطق الاستعمال (الطاهير ولاية جيجل).
لهذه الأسباب, قمنا بجمع كل المعلومات الخاصة بمنطقة الدراسة مع الأخذ بعين الاعتبار طريقتان لحساب احتياجات المياه.
تم تصميم منشآت التخزين من اجل تلبية الحاجات المستقبلية من المياه. نصادف قنوات تحت الضغط في انابيب النقل ذو السيلان بالجاذبية و بالدفع و في حالة التوزيع ابتداء من الخزان.
بعد دراسة المنطقة التي نحن بصدد دراستها و تقدير حاجياتها من الماء , اختبار شروط إعداد الأنابيب المختلطة لنقل المياه, من الناحية التقنية و الاقتصادية, فهذان الجانبين مرتبطان ببعضهما.
عن طريق أنابيب الدفع , ترفع المياه بواسطة محطات الضخ, لذا قمنا بدراسة محطات الضخ و قمنا باختيار المضخة المناسبة.
بعد ذلك درسنا بالتفصيل وسيلة من وسائل حماية أنابيب الدفع خاصة من ظاهرة انتقالية تدعى المطرقة المائية.
و أخيرا تطرقنا إلى طريقة انجاز المشروع ومختلف الإمكانيات المسخرة لإنهائه.

Résumé

L'eau potable est assurée par des conduites de transfert du barrage (El Agrêm) vers la zone concernée (Taher wilaya de Jijel). Pour ce faire, il fallait passer par une collecte de données concernant la zone d'étude en tenant compte de toutes les méthodes de calcul des besoins en eau.

Nous examinerons, après la présentation de notre zone d'étude et l'estimation de ses besoins en eau, les conditions dans lesquelles devra être établie notre adduction mixte (gravitaire-refoulement) du point de vue technico-économique, ces deux aspects étant, en fait, liés entre eux.

Dans la conduite de refoulement, les eaux sont relevées par des stations de pompage, nous étudierons, alors, les conditions d'établissement des stations de reprise de la chaîne d'adduction.

Nous nous étalerons, par la suite, sur un moyen de protection des conduites de refoulement, en particulier, contre un phénomène transitoire dit : Coup de bélier.

Enfin, nous aborderons la méthodologie de mise en œuvre du projet et les différents moyens déployés pour son exécution.

Abstract

The drinking water transfer is ensured by conduits from the stopping (El Agrêm) towards the concerned zone (Taher wilaya of Jijel), for this we have collected all data relating to the zone of study by taking account of all the methods of calculation of the requirements of water. we will examine, after the presentation of our zone of study and the estimation of its needs in water, the conditions in which will have to be established our mixed adduction (gravitary-repression) from both a technical and economic point of view, those two aspects being, in fact, bound together. In the repression pipe, waters are raised by pumping plants; we will study their conditions of establishment of retake plants of the adduction chain. We will tackle thereafter, a protection means of the repression pipes, in particular, against a transitory phenomenon called: the water hammer. Finally, we tackle the methodology to implement the project and different means deployed for its realization.

SOMMAIRE

Introduction generale.....	1
----------------------------	---

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Introduction	2
1 Situation géographique :	2
2 Situation topographique	3
3 Les pentes :	4
4 Situation géologique et sismicité :	5
4.1 Classification des zones sismiques en Algérie	6
5 Situation climatique :	7
6 Situation hydraulique	8
6.1 Présentation des différents ouvrages du projet	8
6.1.1 Barrage d'El Agrem :	8
6.1.2 station de traitement	9
6.2 Les champs de captage :	9
Conclusion.....	10

CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

Introduction	11
1 Situation démographique et son évolution.....	11
2 Estimation de l'évolution future de la population :	11
3 La consommation moyenne journalière :	12
4 L'évaluation de la consommation moyenne journalière :	13
4.1 Calcul des besoins moyens journaliers à l'horizon 2040 :	14
5 Détermination des consommations maximales et minimales journalières :	16
5.1 Consommation maximale journalière ($Q_{\max j}$) :	16

5.2	Consommation minimale journalière ($Q_{\min j}$) :	16
6	Variation des débits horaires :	17
7	Calcul de déficit de consommation :	22
	Conclusion.....	23

CHAPITRE III : ETUDE D'ADDUCTION

	Introduction	24
1	Calcul de l'adduction.....	24
1.1	Classification	24
1.2	Type d'écoulement	25
1.3	Critères du choix du tracé de l'adduction.....	25
1.4	Choix du matériau de la conduite	26
2	Calcul hydraulique :	28
2.1	Méthode de calcul:.....	28
2.1.1	Détermination du diamètre avantageux.....	28
2.1.2	Cas de refoulement (calcul du diamètre le plus économique).....	30
2.2	Choix de variantes	34
3	Dimensionnement de l'adduction.....	35
3.1	Détermination du diamètre avantageux (Cas gravitaire).....	35
3.1.1	Calcul des longueurs équivalentes des différents tronçons.....	35
3.1.2	Les caractéristiques des différents points.....	35
3.1.3	Calcul des diamètres des tronçons de l'adduction.....	35
3.1.4	Normalisation des diamètres	36
3.1.5	Les frais d'investissement.....	36
3.2	Calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement :	37
3.2.1	Dimensionnement du tronçon (SP1- SP2).....	37
3.2.2	Dimensionnement du tronçon (SP2 - R.Tleta)	39

3.2.3	Dimensionnement du tronçon (R.Tleta - R.Bazoul) :.....	41
4	Stations de pompage	44
4.1	Principe de fonctionnement	44
4.2	Choix du type de la pompe	44
4.3	Couplage des pompes	44
4.4	Choix du nombre de pompe.....	45
4.4.1	Refoulement de station pompage (N1) vers station pompage (N2)....	45
4.4.2	Refoulement vers les réservoirs (tleta, bazoul, tampon1).....	45
4.5	Courbes caractéristiques des pompes et des conduite	46
4.5.1	Courbes caractéristiques des pompes.....	46
4.5.2	Courbe caractéristique de la conduite.....	46
4.5.3	Refoulement SP1-Bâche SP2.....	48
4.5.4	Refoulement SP2 vers les réservoirs (tleta, bazoul, tampon1).....	49
4.6	Choix du moteur électrique	50
4.6.1	Critères de choix du moteur électrique.....	50
4.7	Caractéristiques du moteur et démontions des pompe des stations du pompage ..	51
4.8	Equipements hydrauliques en amont et en aval de la pompe :.....	52
4.8.1	Équipements en amont de la pompe.....	52
4.8.2	Equipements en aval de la pompe.....	53
4.9	Choix du nombre des collecteurs d'aspiration et leur dimensionnement.....	55
4.10	Bâtiment de la station de pompage.....	56
4.10.1	Dimensionnement.....	56
Conclusion.....		59

CHAPITRE IV : ETUDE DU STOCKAGE

Introduction	60
1 Rôle des réservoirs	60

2	Classification des réservoirs	60
2.1	Classification selon le matériau de construction	60
2.2	Classification selon la situation des lieux.....	61
2.3	Classification selon l'usage	61
2.4	Classification selon la forme géométrique	61
3	Emplacement des réservoirs.....	61
4	Selon leur capacité, les réservoirs peuvent prendre la forme :.....	62
5	Comportement d'une adduction :.....	62
5.1	Cas de surpression :	62
5.2	Cas de dépression :	63
6	Équipement du réservoir :.....	63
7	Hygiène et sécurité.....	64
8	Calcul des capacités des réservoirs	66
8.1	Méthode graphique	66
8.2	La méthode analytique.....	67
8.2.1	La capacité du réservoir tampon	68
8.2.2	Les capacités des réservoirs d'alimentation et les bâches de reprise	70
9	Les dimensions des différents réservoirs sont portées dans le tableau suivant : ...	78
	Conclusion.....	79

CHAPITRE V : PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER

	Introduction	80
1	Protection des conduites contre le coup de bélier.....	80
1.1	Définition.....	80
1.2	Causes du coup de bélier :	80
1.3	Amplitude des coups de bélier :	81
1.4	Risques dus aux coups de bélier :	81

1.4.1	Cas de la surpression :.....	81
1.4.2	Cas de dépression :.....	82
1.4.3	Fatigue de la canalisation :.....	82
1.5	Interprétation physique du coup de bélier :	82
1.6	Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier :.....	84
1.6.1	Réservoirs d'air :.....	84
1.6.2	Cheminée d'équilibre :.....	84
1.6.3	Soupape de décharge :.....	85
1.6.4	Volant d'inertie :	85
2	Principe de fonctionnement du réservoir anti-bélier :.....	86
3	Calcul des réservoirs d'air :	87
3.1	Caractéristiques des différents tronçons de l'adduction :.....	90
3.2	Détermination des valeurs A et K pour chaque tronçon :.....	90
3.3	Détermination de la famille de courbes B de chaque tronçon :	90
3.4	Calcul des volumes d'air :	91
3.5	Installation du réservoir d'air :	92
4	Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier.....	92
	Conclusion.....	93

CHAPITRE VI : ORGANISATION DE CHANTIER ET SECURITE DU TRAVAIL

	Introduction	94
1	Différents travaux à entreprendre	94
1.1	Travaux concernant l'adduction	94
2	Calcul des volumes des travaux	95
2.1	Calcul des volumes des travaux de l'adduction.....	95
2.1.1	Déblais d'excavation de l'adduction principale.....	95
2.1.2	Lit de sable	96

2.1.3	Volume de la conduite	97
2.1.4	Remblais compacté	98
3	Planification des travaux de l'adduction :	98
3.1	Définitions des tâches et leurs durées :	99
3.2	Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM)	99
3.2.1	Chemin critique du réseau :	100
4	Choix des engins de terrassement	100
4.1	Pelle hydraulique :	101
4.2	Les Dozer :	101
4.3	Chargeur	102
4.4	Compacteur (vibrateur de sol)	103
5	Devis des travaux	103
6	Hygiène et sécurité	104
6.1	Les causes principales	104
6.2	Prévention	104
	Conclusion	105

CHAPITRE VII : MANAGEMENT DU PROJET

	Introduction	106
1	Acteurs du projet	106
1.1	Maître d'ouvrage	106
1.2	Maître d'œuvre	106
1.3	Entreprise hydraulique	106
1.4	Chef de projet	106
2	Cahier des charges	107
2.1	Objectifs du cahier des charges	107
2.2	Contenu du cahier des charges	107

3	Rôle du chef de projet	107
4	Sélection des acteurs	108
5	Définition du calendrier	108
5.1	Identification de toutes les tâches	108
5.2	Evaluation des durées	108
6	Etablissement du budget	108
6.1	Estimation des coûts	108
6.2	Penser aux coûts cachés.....	109
7	Information des parties prenantes	109
7.1	Reporting	109
7.2	Communication sur l'avancement du projet	109
8	Gestion des aléas	109
8.1	Prévention des risques	109
8.2	Savoir s'adapter	109
9	Clôture du projet	110
9.1	Penser l'avenir.....	110
9.2	Faire le deuil du projet.....	110
10	Capitalisation de l'expérience	110
10.1	Rédaction du bilan	110
10.2	Concentration sur les difficultés	110
	Conclusion.....	111
	Conclusion generale.....	112

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Tableau I.1 : Classes de pente dans la région de Jijel.....	4
Tableau I.2 : Moyennes mensuelles des températures (°C) à Jijel pour la période (2001-2011).....	7
Tableau I.3 : Vent mensuels interannuels dans la zone du projet	8
Tableau I.4 : Précipitations mensuelles interannuelles dans la zone du projet	8

CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

Tableau II-1 : Population de l'année de référence.....	11
Tableau II-2 : l'évolution de la population. Années.....	12
Tableau II-3 : Dotation unitaire moyenne.....	14
Tableau II-4 : majoration de la demande en eau pour l'administration, le commerce et l'industrie.....	14
Tableau II-5 : Tableau récapitulatif des consommations moyen journalières	15
Tableau II-6 : Tableau récapitulatif des consommations journalières $Q_{min j}$; $Q_{moy j}$ et Q_{maxj}	17
Tableau II-7 : Répartition horaire des pourcentages du débit maximum journalier.....	18
Tableau II-8 : Variation du débit horaire pour la commune de Taher.....	19
Tableau II-9 : Variation du débit horaire pour la commune de Bazoul.....	20
Tableau II-10 : Variation du débit horaire pour la commune de Tleta.....	21
Tableau II-11 : Tableau des déficits à combler à l'an 2040.....	22

CHAPITRE III : ETUDE D'ADDUCTION

Tableau III.1 : Coefficients K' , m , β pour différents types de tuyau.....	30
Tableau III.2 : Variation journalière des tarifs de l'énergie.....	33

Tableau III.3: Les longueurs des différents tronçons de l'adduction.....	35
Tableau III.4: Les altitudes des différents points de l'adduction.....	35
Tableau III.5: Diamètres calculés pour différents tronçons de l'adduction.....	36
Tableau III.6: Diamètres normalisés pour différents tronçons de l'adduction.....	36
Tableau III.7: Frais d'investissement des conduites gravitaires (Prix de ml Annexe I)....	36
Tableau III.8: Calcul de la Hmt de la station de pompage1.....	37
Tableau III.9: Calcul les frais d'exploitation de la station de pompage1.....	37
Tableau III.10: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP1-SP2.....	38
Tableau III.11: Bilan des frais d'exploitation et d'investissement du tronçon SP1-SP2....	38
Tableau III.12: Calcul de la Hmt de la station de pompage2 (Tronçon: (N.1)).....	39
Tableau III.13: Calcul les frais d'exploitation de la station de pompage2 (Tronçon:N.1)...	39
Tableau III.14: Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SP2 -R.tampon1/ R.Tleta)....	39
Tableau III.15: Bilan des frais d'exploitation et d'investissement du tronçon (SP2- R.tampon1 ou R.Tleta).....	40
Tableau III.16: Calcul de la Hmt de la station de pompage2 (Tronçon: (N.2)).....	41
Tableau III.17.: Calcul les frais d'exploitation de la station de pompage2 (Tronçon: N.2)...	41
Tableau III.18: Calcul des frais d'amortissement du tronçon (R.Tleta - R.Bazoul).....	41
Tableau III.19: Bilan des frais d'exploitation et d'investissement du tronçon (R.Tleta- R.Bazoul).....	42
Tableau III.20 : caractéristiques des pompes de la station pompage (N1).....	45
Tableau III.21 : caractéristiques des pompes de la station pompage (N : 2).....	46
Tableau III.22 : Variation du coefficient K en fonction de la puissance P	50
Tableau III.23 : Récapitulation les caractéristiques du moteur et démontions des pompe...51	
Tableau III.24 : Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station.....	58

CHAPITRE IV : ETUDE DU STOCKAGE

Tableau IV-1 : Evaluation du volume résiduel du réservoir tleta.....	73
Tableau IV-2 : Evaluation du volume résiduel du réservoir bazoul	75
Tableau IV-3 : Tableau donnant les dimensions des réservoirs tampon.....	78
Tableau IV-4 : Tableau donnant les dimensions des réservoirs d'alimentation.....	78
Tableau IV-5 : Tableau donnant les dimensions des bâches de reprise.....	78

CHAPITRE V : PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER

Tableau V.1 : les avantages et les inconvénients des dispositifs de protection.....	85
Tableau V.2 : Caractéristiques des différents tronçons de l'adduction	90
Tableau V.3 : Détermination des valeurs A et K pour chaque tronçon.....	90
Tableau V.4 : Détermination du B pour le tronçon SP1-SP2	90
Tableau V.5 : Détermination du B pour le tronçon: SP2- R.Tleta.....	90
Tableau V.6 Détermination du B pour le tronçon: R.Tleta- R.Bazoul.....	91
Tableau V.7 : Calcul des volumes d'air pour chaque tronçon.....	91

CHAPITRE VI : ORGANISATION DE CHANTIER ET SECURITE DU TRAVAIL

Tableau VI.1. : Calcul du volume des déblais de l'adduction principale	96
Tableau VI.2 : Calcul du volume du lit de sable.....	97
Tableau VI.3 : Calcul du volume de la conduite.....	97
Tableau VI.4 : Volumes des travaux de transfert.....	98
Tableau VI.5 : Temps de réalisation des opérations de l'adduction.....	99
Tableau VI.6 : tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l'adduction...99	
Tableau VI.7 : Devis des différents travaux de pose de conduite.....	103

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Figure I-1 : plan communal de la wilaya de Jijel (APC de Jijel).....	3
Figure I-2 : Carte des pentes de la région de Jijel au 1/200 000 (APC de Jijel).....	4
Figure I-3 : La carte des zones sismique de l'Algérie et le zonage globale des différents Wilaya.....	6

CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

Figure II-1 : graphe de l'évolution démographique pour différents horizons.....	12
Figure II.2 : Histogramme représentatif des débits moyen journalier des différentes communes.....	15
Figure II.3 : Répartition par localités des déficits à combler à l'horizon 2040.....	22

CHAPITRE III : ETUDE D'ADDUCTION

Figure III.1 : schéma simplifié d'une adduction gravitaire.....	28
Schéma III-2 : Schéma représentant la coté refoulement.....	31
Figure III.3 : Schéma vertical de l'adduction	34
Figure III.4 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon SP1 – SP2).....	38
Figure III.5 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation tronçon (SP2 - R.Tleta).....	40
Figure III.6 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation tronçon (R.Tleta - R.Bazoul).....	42
Figure III.7 : les courbes caractéristiques du groupe de pompage et de la conduite.....	48
Figure III.8 : les courbes caractéristiques du groupe de pompage et de la conduite.....	49
Figure III.9 : Schéma descriptif pompe et moteur (Logiciel Caprari).....	51
Figure III.10 : Schéma indicatif de l'équipement en amont de la pompe.....	52
Figure III.11 : Schéma indicatif de l'équipement en aval de la pompe.....	53

CHAPITRE IV : ETUDE DU STOCKAGE

Figure IV-1: problème de surcharge (éclatement de la conduite).....	62
Figure IV-2: problème d'écrêtement (implosion de la conduite).....	63
Figure IV.3 : Schéma d'un réservoir.....	65
Figure IV.4 : La courbe d'apport et la courbe de consommation totale.....	66

CHAPITRE V : PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER

Figure V.1 : Étapes d'un cycle de variation de pression.....	84
Figure V.2 : l'emplacement d'un réservoir anti bélier.....	86
Figure V.3 : Profil en long et l'enveloppe des dépressions.....	89
Figure V.4 : dimensions et caractéristiques d'un réservoir d'air (anti-bélier).....	91
Figure V.5: Schéma d'installation du réservoir d'air.....	92

CHAPITRE VI : ORGANISATION DE CHANTIER ET SECURITE DU TRAVAIL

Figure VI.1 : Coupes en travers de la tranchée de la conduite.....	95
Figure VI.2: Représentation graphique des réseaux à nœuds du projet et du chemin.....	100
Figure VI.3 : Pelle hydraulique.....	101
Figure VI.4: Bulldozer.....	102
Figure VI.5: Chargeur.....	102
Figure. VI.6 : Compacteur Mono.....	103

LISTE DES PLANCHES

Planche N 01: levé topographique (la première partie).

Planche N 02: levé topographique (la deuxième partie).

Planche N 03 : Profil en long d'une partie de la conduite de refoulement (SP1 – SP2).

Planche N 04 : Profil en long de la parte gravitaire (R.T1– R.TAHER).

Planche N 05 : Plan de réservoir.

Planche N 06 : Plan de la station de pompage 1.

INTRODUCTION

GENERALE

Introduction générale

Le besoin biologique humain continue depuis toujours à évaluer, de telles façons ou il lui a obligé de trouver des solutions pour satisfaire la demande d'alimentation poussée par le développement rapide de la population, et par conséquent l'élargissement de zones urbaines. La construction de nouveaux barrages sert à couvrir ce besoin, en matière de servir les réservoirs d'alimentation locaux qui sert - à son tour - à fournir de l'eau au citoyen.

Cette augmentation de la demande en eau au fil des années a constitué une préoccupation Principale pour les services publics du pays, donc ils essayent de chercher des solutions plus convaincantes.

Le barrage de (El Agrêm) situé à la commune d'El Amir Abdelkader (W. JIJEL), participe à alimenter les trois zone urbains : (Taher, Tleta, Bazoul) par le moyen d'une adduction mixte d'eau potables.

Notre étude vise à définir l'ensemble des ouvrages hydrauliques nécessaires pour assurer le transport des eaux potables à partir du barrage El Agrêm vers les agglomérations : Taher, Tleta, Bazoul afin de d'assurer la satisfaction des besoins en eau potables.

On va commencer notre étude par un chapitre I qui consiste à présenter la région d'étude, situé au centre du territoire de la wilaya de Jijel, puis dans le chapitre II on va travailler sur l'estimation des besoins en eau. Le chapitre III est consacré à l'étude d'adduction puis le chapitre IV qui le suit présente l'étude du stockage. Après, on passe dans le chapitre V à la protection des conduites, et dans le chapitre VI à l'organisation de chantier et sécurité du travail. Enfin, le chapitre VII est consacré au management de projet. Et on termine notre étude par une conclusion générale.

Chapitre I

Présentation de la zone d'étude

Introduction

Ce chapitre est destiné pour la présentation de la zone étudiée. il porte sur la description générale de l'aménagement, tels que les aspects géographiques, géologiques, topographiques, et climatiques ainsi que la situation hydraulique.

1 Situation géographique :

La wilaya de Jijel s'étale sur une superficie de 2.396,63 km², avec une façade maritime de 120 km. Elle est distante d'environ de 400KM de la capitale Alger, la wilaya est limitée au nord par la mer Méditerranée à l'ouest par la Wilaya de Bejaïa, à l'est par la Wilaya de Skikda, au sud-ouest la wilaya de Sétif, au sud par la Wilaya de Mila et enfin au sud-est par la Wilaya de Constantine.

Concernant la zone d'étude, elle prend son départ au niveau du barrage El Agrêm situé au sud-ouest de la ville de Taher, aboutissant aussi aux communes bazoul et tleta.

La ville de Taher Elle est limitée ;

1. Au Sud par la commune d'Oudjena et Chahna ;
2. A l'Ouest par la commune de l'Émir Abdelkader ;
3. A l'Est par la commune de Chekfa

La position géographique de la ville de Taher est caractérisée, d'après la carte d'état-major au 1/25000, par les coordonnées Lambert suivantes :

$$X = 758 \text{ et } 760 \text{ km}$$

$$Y = 4072 \text{ et } 4074 \text{ km}$$

$$Z = 50 \text{ m, NGA (Altitude moyenne)}$$



Figure I-1 : plan communal de la wilaya de Jijel (APC de Jijel).

2 Situation topographique

S'agissant d'une agglomération de bord de mer dont la cote la plus basse se situe au niveau de la mer ($Z=0$) et la plus haute se situe au sud à une cote moyenne de (155 m).

La ville est adossée sur un piémont qui prend départ du niveau de la mer au nord et s'élève vers le sud en pente irrégulière.

Cette différence de cote partage l'agglomération en trois (3) étages.

§ 1er étage ou Zone I compris entre les cotes (+0 et 47 m) ;

§ 2eme étage ou Zone II compris entre les cotes (47 m et 85 m) ;

§ 3eme étage ou Zone III compris entre les cotes (85 m et 155 m) ;

3 Les pentes :

Le relief en fonction de l'inclinaison du terrain est représenté par la (Figure I-2).

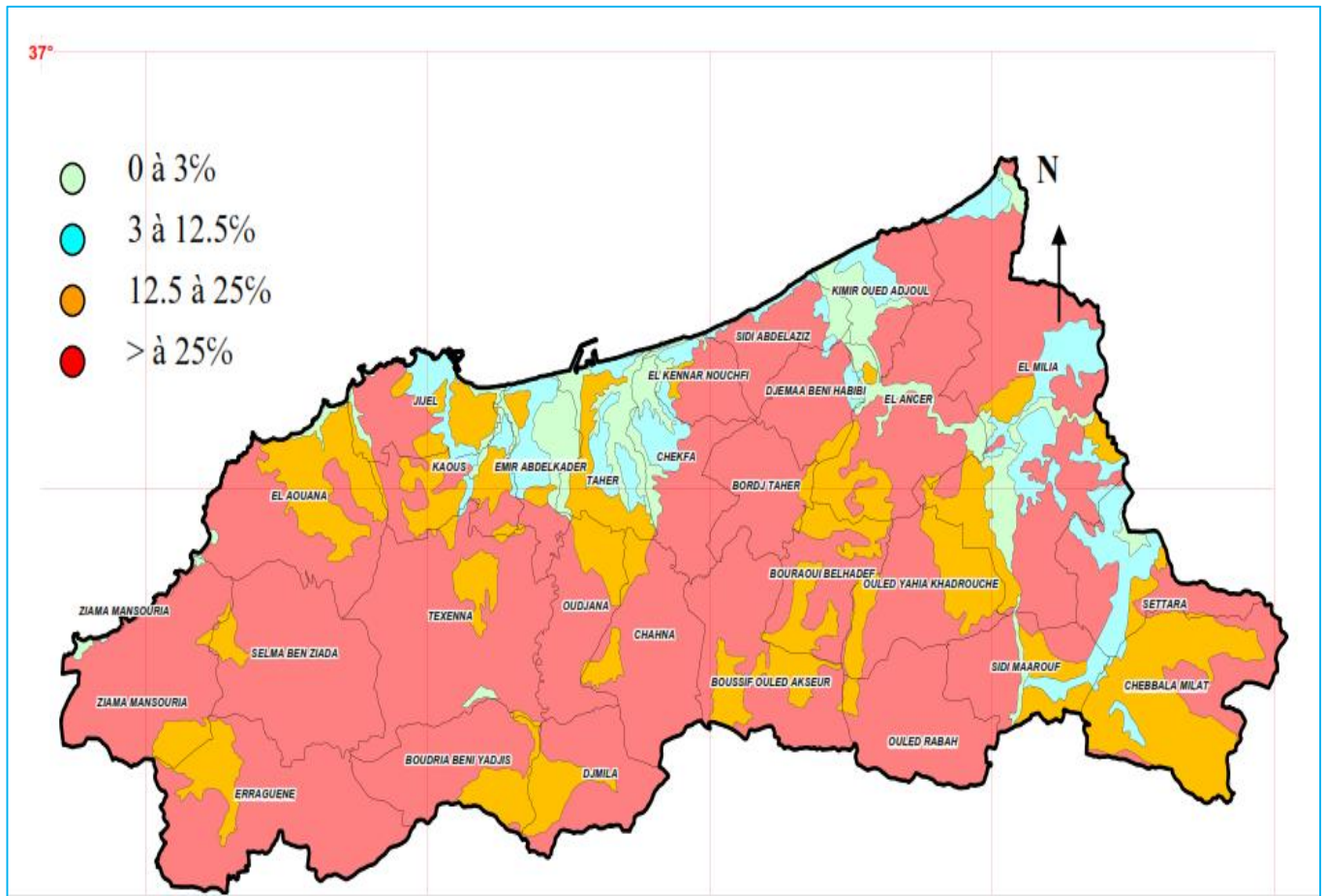


Figure I-2 : Carte des pentes de la région de Jijel au 1/200 000 (APC de Jijel).

Par catégorie de pente, il ressort pour toute la wilaya les proportions suivantes :

Tableau I.1 : Classes de pente dans la région de Jijel.

	Pente	Superficie	de Superficie
Classe I	0 à 3	11000 Ha	4,65
Classe II	3 à 12.5	33.501 Ha	14.16
Classe III	12.5 à 25	192.055 Ha	26 .05
Classe IV	> à 25	130.541 Ha	55.14

Source (APC de Jijel)

4 Situation géologique et sismicité :

La région étudiée fait partie de la zone tectonique de la petite Kabylie. Au point de vue litho stratigraphique, les terrains qui affleurent au niveau de la zone étudiée sont représentés de la base au sommet par :

- Un complexe intrusif précambrien de composition basique à acide formé par des gneiss ocellés. Les intrusions du Néogène sont constituées par des granites porphyres.

- Des argiles à brique d'âge Miocène.

- Un dépôt mio-pliocène représenté par des formations molassiques grés-quartzitiques, argileuses et marneuses couvrant la plus grande partie du tracé de la conduite barrage El Agrem-Taher

- Un Quaternaire constituées par des dépôts éoliens littoraux, des variétés peu consolidées de grès numidien et des alluvions représentées en général par des argiles, des sables, des graviers et des galets.

Des sondages électriques sont réalisés chaque 200 m le long de la zone d'étude, pour déterminer avec exactitude le type de sol, à fin d'éviter au maximum les terrains non ordinaires (les zones de terrains rocheux).

La sismicité historique de la région, sur laquelle repose la démarche retenue, est très imprécise. D'une manière générale, la sismicité historique se caractérise par la pauvreté des informations macrosismiques, faible nombre d'observations ne permettant généralement pas de tracer des isoséistes, incertitudes majeures sur les intensités maximales ressenties, et en voie de conséquence, sur les localisations des épicentres.

Des différences notables existent de plus entre les différents catalogues consultés : absence de certains séismes, localisation et intensité épicentrales différentes d'un catalogue à un autre pour un même séisme. Ces remarques concernent tout particulièrement deux des séismes de référence du site de la région (21/08/1956) dont les caractéristiques macrosismiques, voire l'occurrence même pour le séisme de 1956, sont très incertaines

L'historique de la région d'étude a démontré qu'elle est une zone sismique et instable, car plusieurs tremblements de terres en surgit dans les parages et les comptés voisins telle que dans la Wilaya de Jijel et celle de Constantine.

5 Situation climatique :

L'analyse du climat se fait par plusieurs paramètres, notamment les précipitations et les températures qui représentent les paramètres les plus importants, de par leur quantité annuelle, et leur répartition dans l'espace et dans le temps.

La station climatologique de référence est celle de Jijel (station du Barrage El Agrem de code 03 03 03). Et de coordonnées géographiques suivantes :

Longitude : 05° 50' 11"

Latitude : 36° 44' 06"

5.1 Température de l'air

L'analyse des températures a été effectuée à partir de la station climatologiques de référence, celles du Barrage El Agrem code 03 03 03. ceci est montré par le Tableau I.2

Les températures moyennes mensuelles les plus élevées sont observées durant les mois de Juillet et Août avec 26,4°C et 26,4°C respectivement. Tandis que les moyennes les plus basses sont relevées en hiver durant les mois de Décembre (11,72°C), Janvier (11,43°C) et Février (11,85°C).

Quant à la moyenne des températures maximales la plus élevée elle est enregistrée pour le mois d'Août où elle atteint 39,24°C, alors que celle des températures minimales la plus basse elle est observée au mois du Janvier où l'on enregistre 3,58°C.

Tableau I.2 : Moyennes mensuelles des températures (°C) à Jijel pour la période (2001-2011).

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Tmoy° C	11.43	11.85	13.6	16.21	19.17	23.24	26.4	26.4	23.57	21.04	16.09	11.72
Tmax° C	20.05	21.4	25.6	28.07	30.86	35.6	39.24	39.5	35.82	33.45	26.9	22.12
Tmin° C	3.58	4.66	3.95	7.21	10.04	14.16	17.42	17.19	15.5	12.34	8.48	5.05

Source ANRH.Jijel

5.2 Humidité de l'air :

L'humidité moyenne sur l'année marquée dans la station de référence celles du Barrage El Agrem code 03 03 03 est de 65 % L'humidité mensuelle varie très peu d'un mois à l'autre autour de la valeur annuelle. L'humidité peut descendre au-dessous de 15% les jours de sirocco et atteint 100 % les jours de brouillard.

5.3 Vent :

Les vents dominants sur la côte sont de secteur Nord-Ouest et Nord-Est. Sans grande variation d'un mois à l'autre sur toute l'année. Ils sont plus fréquents durant la période Novembre-Mars.

Tableau I.3 : Vent mensuels interannuels dans la zone du projet :

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Vmoy (Km /H)	3	3,13	3,88	5,88	3,75	4,13	3,63	2,88	2,38	2,13	2,13	2,38

Source ANRH.Jijel

5.4 Précipitation :

La précipitation dépasse par fois 200 mm par mois. La pluviométrie mensuelle est donnée par le tableau suivant.

Tableau I.4 : Précipitations mensuelles interannuelles dans la zone du projet :

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Pmoy (mm)	85.93	76.28	142.12	212.9	170.23	122.3	104	94.56	46.07	17.38	4.58	8.92

Source ANRH.Jijel

On remarque que la pluviométrie annuelle enregistré à la station est de 1085.27mm.

6 Situation hydraulique

6.1 Présentation des différents ouvrages du projet

Le projet qu'on doit étudier est l'un des grands projets réalisés dans la willaya de Jijel. Il est destiné pour d'Alimentation en eau potable de Taher à partir du barrage El Agrem.

Ce projet contient plusieurs ouvrages hydrauliques pour but de maitre de l'eau potable à la disposition des différents consommateurs. Ces ouvrages sont :

6.1.1 Barrage d'El Agrem :

Le barrage d'El Agrem destiné à l'alimentation en eau potable. Les caractéristiques techniques du barrage EL Agrem sont comme suit :

- Hauteur hors sol : 67 ml
- Longueur en crête: 420 ml
- Capacité:35,8 Hm³

6.1.2 Station de traitement

La station de traitement alimentée à partir de ce barrage se trouve sur le même site que la station de pompage El Agrêm. Elle est alimentée par l'intermédiaire d'une conduite DN 400 en fonte, cette dernière conduite débute à partir de la prise d'eau du barrage et achemine vers la station de traitement située à environ 4 000 m à l'aval du barrage.

Le débit entrant à la station de traitement est contrôlé par un ouvrage d'entrée équipé par une vanne papillon, un débit mètre et un joint de démontage, il est contrôlé aussi par un indicateur de niveau installé dans la bache de la station de traitement.

Après l'opération du traitement des eaux brutes, l'eau doit être stockée dans des réservoirs dite réservoirs d'eau traitée. Les réservoirs de stockage des eaux traitées sont de capacité totale de 2*2500 m³. De type Circulaire.

6.2 Les champs de captage :

Il y a deux champs de captage d'eau Le champ captant d'Oued Nil et d'Oued Djendjen qui elles sont représenté donne les tableaux suivante :

6.2.1 Champ captant d'Oued Nil

communes	nom du forage	Débit D'exploitation (l/s)	observation	Débit Pompé (l/s)
Taher	OUED NIL (ON27)	30	En pompage	30
	OUED NIL (ON35)	27	En pompage	00
	OUED NIL (ON33)	35	En pompage	35
	OUED NIL (ON34)	35	En pompage	35
	OUED NIL (ON23)	13	En pompage	00
	OUED NIL (ON24)	33	En pompage	33
			173	

6.2.2 Champ captant d'Oued Djendjen

communes	nom du forage	Débit D'exploitation (l/s)	observation	Débit Pompé (l/s)
Tleta	oued Djendjen D20	30	À l'arrêt	00
	oued Djendjen D21	40	À l'arrêt	00
	oued Djendjen D11	25	En pompage	10
Bazoul	oued Djendjen D35	9	À l'arrêt	00
	oued Djendjen D29	32	À l'arrêt	00
	oued Djendjen D27	35	En pompage	25
		171		35

Remarque : La plus part de ces forages sont colmatés.

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons défini les données de reconnaissance de notre région d'étude au Point de vue géographique, topographique, géologique, climatique et la situation hydraulique.

Ces données nous serviront pour entamer notre étude du projet.

Chapitre II

Estimation des besoins en eau

Introduction :

L'objectif de ce chapitre est de faire une estimation des besoins en eau de la zone d'étude basée sur la population et son taux d'accroissement jusqu'à l'horizon d'étude ainsi que la norme de consommation et les différents équipements.

1 Situation démographique et son évolution

L'évolution démographique de la population est calculée par la formule des intérêts composés qui est la suivante :

$$P_n = P_0 (1 + r)^n \dots\dots\dots (II-1)$$

- P_n : la population à l'horizon de calcul (2040) ;
- P_0 : la population de l'année de référence (2008) ;
- r : taux d'accroissement naturel de la population en pourcentage ;
- n : nombre d'années séparant l'année de référence et l'horizon de calcul.

Tableau II-1 : Population de l'année de référence.

Agglomération	Commune	Année	Population
Taher	Taher	2008	61393
Bazoul	Taher	2008	6830
Tleta	Taher	2008	3575

Source : PDAU de Taher

Le nombre total actuel de la population de toute la zone est de 71798 habitants

2 Estimation de l'évolution future de la population :

Le taux naturel moyen d'accroissement national de 2.17%. (DRE de Jijel)

Sur la base de ces données et par application de l'équation (II-1) on a calculé l'évolution de la population.

La population de l'aire de l'étude, estimée aux horizons 2014, 2020, 2025, 2030, 2035 et 2040, c'est à dire l'horizon de calcul jusqu' a 2040

Les résultats de l'évolution de la population sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau II-2 : l'évolution de la population. Années

années centre	2014	2020	2025	2030	2035	2040
Taher	69833	79433	88434	98454	109610	122031
Bazoul	7769	8 837	9838	10953	12194	13576
Tleta	4067	4 626	5150	5734	6383	7107

Source : APC de Taher

L'analyse du tableau ci-dessus montre que Le nombre d'habitant actuel de la zone d'étude est de 81669 habitants, Par contre à long terme ce nombre d'habitant sera de 142714 habitants.

La répartition des habitants par années de projection est représentée sur la figure II-1

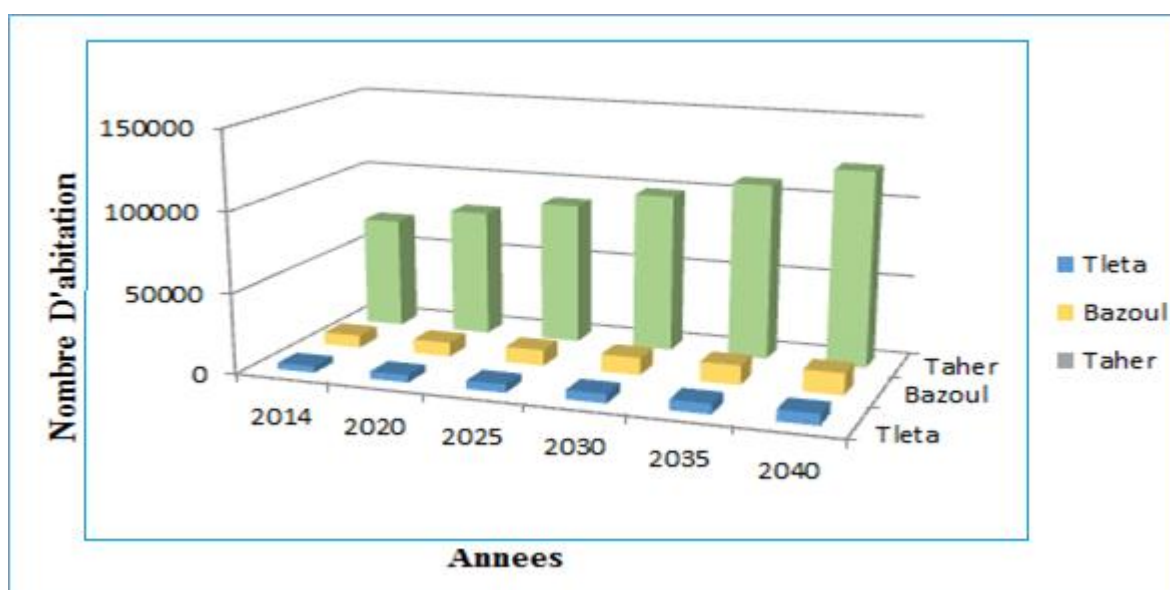


Figure II-1 : graphe de l'évolution démographique pour différents horizons

3 La consommation moyenne journalière :

La consommation moyenne journalière est déterminée à partir des besoins :

- Domestiques
- Industriels
- Publics
- Touristiques,etc.

3.1 Besoins domestiques :

Ceci concerne les utilisations au niveau des familles et comprend l'eau nécessaire pour cuisiner, laver, nettoyer et l'eau pour les systèmes sanitaires.

Ceci peut aussi inclure les usages productifs à petite échelle tels que les petits jardins individuels, l'abreuvement du bétail, ou les petites industries à domicile.

Leur estimation dépend de l'accroissement démographique et de l'amélioration du niveau de vie.

3.2 Besoins industriels :

Ils concernent les utilisations d'eau qui sont liées à des activités économiques.

La consommation industrielle dépend du produit fabriqué et surtout du procédé de fabrication utilisé :

Les grandes industries sont parfois isolées de la ville et alimentées par des réseaux indépendants.

Exemples : cimenterie (voie liquide) : $2\text{m}^3/\text{tonne}$ de ciment ;

Sucrierie : 100 l/kg de sucre ;

Fromagerie : 5 l/l de lait.

3.3 Besoins publics :

Les besoins publics englobent la consommation des administrations (50 l/j/employé), des établissements d'enseignement (30 à 100 l/j/élève), des municipalités, des hôpitaux (200 à 600 l/j/lit).

3.4 Besoins touristiques :

La consommation spécifique touristique dans les hôtels est de 300 à 700 l/jour/lit, et peut atteindre 1200 l/jour/lit pour les hôtels de luxe.

4 L'évaluation de la consommation moyenne journalière :

On constate que les agglomérations, concernées par notre étude, sont majoritairement urbaines.

Pour notre agglomération elle est déduite à partir du tableau II-3 suivant :

Tableau II-3 : Dotation unitaire moyenne

Nombre d'habitants	Demande en eau
> 5000 habitants	200 l/j/hab.
De 3000 à 5000 habitants	175 l/j/hab.
< 3000 habitants	150 l/j/hab.

Dans notre cas, on a des villes > 5000 habitants, donc on optera pour une norme de consommation de 200 l/hab. /j.

Afin de prévoir une évolution de la consommation, on prendra en considération les extensions des agglomérations, ainsi que du développement progressif de la consommation individuelle.

4.1 Calcul des besoins moyens journaliers à l'horizon 2040 :

La consommation moyenne journalière de la zone concernée par l'étude, est égale à la dotation que multiplie le nombre total des habitants.

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

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

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

N : nombre d'habitants

Remarque :

A noter que le classement selon lequel une agglomération est dite urbaine ou rurale dépend du nombre d'habitants une localité comptant plus de 10000 habitants est classée comme agglomération urbaine tandis qu'au-dessous de 10000 habitants celle-ci est dit rurale le tableau suivant nous donne les coefficients de majoration a al loueur aux différentes entités administratives et économiques

Tableau II-4 : majoration de la demande en eau pour l'administration, le commerce et l'industrie

Type d'agglomération	Administration	Commerce	Industrie
Agglomération urbaine	20%	10%	10%
Agglomération rurale	10%	5%	5%

Source : DRE de Jijel

- Le débit d'équipement à usage public est calculé en fonction de la consommation domestique. Compte tenu d'une activité moyenne, il est pris égal à 10% du débit moyen domestique (agglomération et de type urbaine Commerce).

$$Q_{\text{eq}} = Q_{\text{dom}} * 10 / 100$$

Q_{eq} : débit moyen d'équipement

Q_{dom} : débit moyen domestique

- Le débit des fuites il est pris égal à 10% du débit moyen domestique.
- Le débit moyen total journalier est :

$$Q_{\text{moyj}} = Q_{\text{dom}} + Q_{\text{eq}} + 10\% \text{ des fuites}$$

Tableau II-5 : Tableau récapitulatif des consommations moyen journalières :

Wilaya	communes	Nombre d'habitants (2040)	dotation (l/j/hab)	Q domestique (m3/j)	Q équipement (m3/j)	Q fuites (m3/j)	Q moyj (m3/j)
Jijel	Taher	122031	200	24406,2	2440,62	2440,62	29287,44
	Bazoul	13576	200	2715,2	271,52	271,52	3258,24
	Tleta	7107	200	1421,4	142,14	142,14	1705,68
	total	142714		28542,8	2854,28	2854,28	34251,36

D'après le tableau II-5 le $Q_{\text{moyj}} = 34251,36 \text{ m}^3/\text{j}$ c'est-à-dire ; $Q_{\text{moyj}} = 396,43 \text{ l/s}$

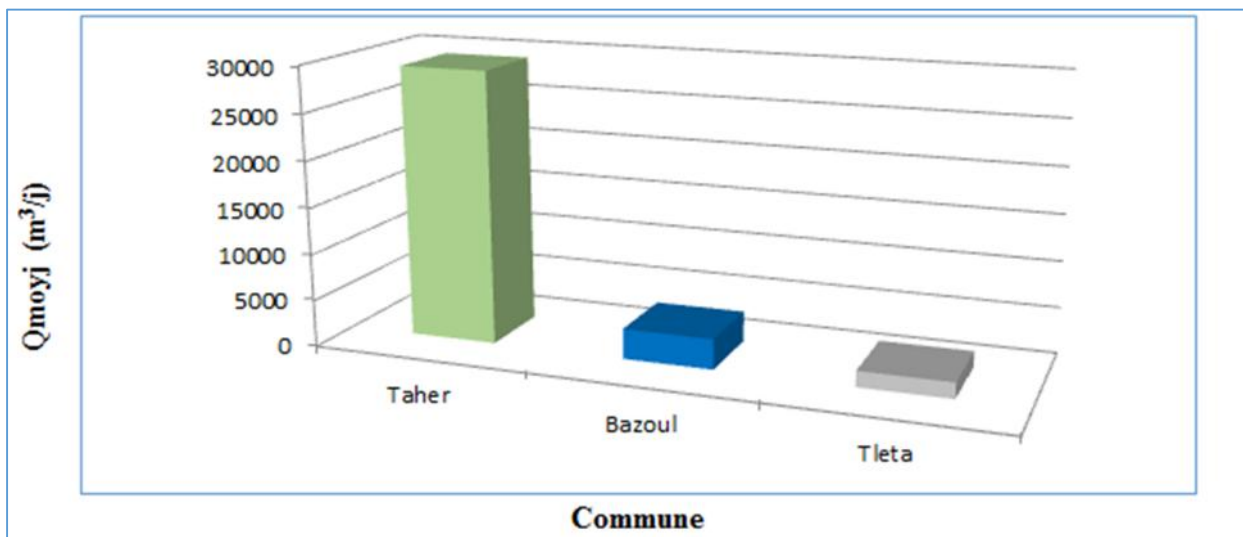


Figure II.2 : Histogramme représentatif des débits moyen journalier des différentes communes

5 Détermination des consommations maximales et minimales journalières :

Le débit appelé par le consommateur varie considérablement dans la journée en fonction du mode de vie de la population, il présente des maximums et des minimums. Cette variation est caractérisée par des coefficients d'irrégularité $K_{\max j}$ et $K_{\min j}$.

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

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

$K_{\max j}$: Coefficient d'irrégularité maximum journalier.

$K_{\min j}$: Coefficient d'irrégularité minimum journalier.

5.1 Consommation maximale journalière ($Q_{\max j}$) :

Le débit correspondant au jour de plus grande consommation de l'année est utilisé comme élément de base dans les calculs. Il s'obtient par la relation suivante :

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

$Q_{\max,j}$: Consommation maximale journalière (m^3/j)

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

Avec : $K_{\max j} \in [1,1 - 1,3]$

On prend $K_{\max,j}=1,3$.

$$\text{D'où : } Q_{\max,j}=1,3*Q_{\text{moy } j} \dots\dots\dots \quad (\text{II-4})$$

5.2 Consommation minimale journalière ($Q_{\min j}$) :

Ce débit correspondant au jour de faible consommation de l'année est utilisé comme élément de base dans les calculs. Il s'obtient par la relation suivante :

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

$Q_{\min,j}$: Consommation minimale journalière (m^3/j)

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

Avec : $K_{\min j} \in [0,7 - 0,9]$

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

Les consommations moyennes, minimales et maximales journalières sont représentées dans le tableau II-6:

Tableau II-6: Tableau récapitulatif des consommations journalières $Q_{\min j}$; $Q_{\text{moy } j}$ et $Q_{\max j}$:

communes	$Q_{\text{moy } j}$ (m^3/j)	$K_{\min j}$	$Q_{\min j}$ (m^3/j)	$K_{\max j}$	$Q_{\max j}$ (m^3/j)
Taher	29287,44	0.9	26358,70	1.3	38073,67
Bazoul	3258,24	0.9	2932,42	1.3	4235,71
Tleta	1705,68	0.9	1535,11	1.3	2217,38
Total	34251,36	-	30826,23	-	44526,76

6 Variation des débits horaires :

Le débit moyen subit non seulement des variations journalières mais aussi des variations horaires.

Le débit moyen horaire (horizon 2040) est donné par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy},h} = Q_{\max,j} / 24 \text{ (m}^3/\text{h)} \dots\dots\dots \text{(II-6)}$$

Avec :

$Q_{\text{moy},h}$: débit moyen horaire (m^3/h)

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

- Dans la présente étude, la détermination du débit de pointe se repose sur la méthode donnant la fraction de la variation horaire de la consommation totale dans diverses communes en se basant sur le tableau II-7.
- Le tableau II-7 montre la variation horaire de la consommation en eau dans divers centres d'agglomération, le débit horaire est donné en pourcentage du débit maximum journalier :

Etant donné que la zone d'étude comprend trois communes, alors on doit établir la répartition horaire du débit maximum journalier pour chacune des communes.

Tableau II-7 : Répartition horaire des pourcentages du débit maximum journalier

Heures	Nombre d'habitants				Aggl.de type rural
	10000 <	10001 à 5000	50001 à 10000	> 100000	
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	4.20	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01
Total	100%	100%	100%	100%	100%

» Variations du débit horaire pour la commune (Taher) :

La population de Taher $\gt 100000$ habitants, ce qui correspond aux 4 colonnes du tableau des répartitions horaires du débit maximal journalier.

Tableau II-8 : Variation du débit horaire pour la commune de Taher

Heures	Consommation totale $Q_{max,j}=38073,67m^3/j$		Courbe de la consommation cumulée (intégrale)	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0--1	3.35	1275,47	3,35	1275,47
1--2	3.25	1237,39	6,6	2512,86
2--3	3.3	1256,43	9,9	3769,29
3--4	3.2	1218,36	13,1	4987,65
4--5	3.25	1237,39	16,35	6225,05
5--6	3.4	1294,50	19,75	7519,55
6--7	3.85	1465,84	23,6	8985,39
7--8	4.45	1694,28	28,05	10679,66
8--9	5.2	1979,83	33,25	12659,50
9--10	5.05	1922,72	38,3	14582,22
10--11	4.85	1846,57	43,15	16428,79
11--12	4.6	1751,39	47,75	18180,18
12--13	4.6	1751,39	52,35	19931,57
13--14	4.55	1732,35	56,9	21663,92
14--15	4.75	1808,50	61,65	23472,42
15--16	4.7	1789,46	66,35	25261,88
16--17	4.65	1770,43	71	27032,31
17--18	4.35	1656,20	75,35	28688,51
18--19	4.4	1675,24	79,75	30363,75
19--20	4.3	1637,17	84,05	32000,92
20--21	4.3	1637,17	88,35	33638,09
21--22	4.20	1599,09	92,55	35237,18
22--23	3.75	1427,76	96,3	36664,94
23--24	3.7	1408,73	100	38073,67
Total	100%			

Le débit de pointe $Q_{max,h}$ pour la commune de Taher est de 1979,83 m^3/h et survient

Entre (8 à 9) h.

» Variations du débit horaire pour la commune (Bazoul) :

La population de Bazoul se trouve entre 10001 à 50000 habitants, ce qui correspond aux 2 colonnes du tableau des répartitions horaires du débit maximal journalier.

Tableau II-9 : Variation du débit horaire pour la commune de Bazoul :

Heures	Consommation totale $Q_{max,j}=4235,71m^3/j$		Courbe de la consommation cumulée (intégrale)	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0--1	1.5	63,54	1,5	63,54
1--2	1.5	63,54	3,00	127,07
2--3	1.5	63,54	4,50	190,61
3--4	1.5	63,54	6,00	254,14
4--5	2.5	105,89	8,50	360,04
5--6	3.5	148,25	12,00	508,29
6--7	4.5	190,61	16,50	698,89
7--8	5.5	232,96	22,00	931,86
8--9	6.25	264,73	28,25	1196,59
9--10	6.25	264,73	34,50	1461,32
10--11	6.25	264,73	40,75	1726,05
11--12	6.25	264,73	47,00	1990,78
12--13	05	211,79	52,00	2202,57
13--14	05	211,79	57,00	2414,35
14--15	5.5	232,96	62,50	2647,32
15--16	06	254,14	68,50	2901,46
16--17	06	254,14	74,50	3155,60
17--18	5.5	232,96	80,00	3388,57
18--19	05	211,79	85,00	3600,35
19--20	4.5	190,61	89,50	3790,96
20--21	04	169,43	93,50	3960,39
21--22	03	127,07	96,50	4087,46
22--23	02	84,71	98,50	4172,17
23--24	1.5	63,54	100,00	4235,71
Total	100%			

Le débit de pointe $Q_{max,h}$ pour la commune de Bazoul est de 264,73 m^3/h et survient

Entre (8 à 12) h.

» Variations du débit horaire pour la commune (Tleta) :

La population de Tleta se trouve < 10000 habitants, ce qui correspond à la 1 colonne du tableau des répartitions horaires du débit maximal journalier.

Tableau II-10 : Variation du débit horaire pour la commune de Tleta :

Heures	Consommation totale $Q_{max,j}=2217,38 \text{ m}^3/j$		Courbe de la consommation cumulée (intégrale)	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0--1	01	22,17	1	22,17
1--2	01	22,17	2	44,35
2--3	01	22,17	3	66,52
3--4	01	22,17	4	88,70
4--5	02	44,35	6	133,04
5--6	03	66,52	9	199,56
6--7	05	110,87	14	310,43
7--8	6.5	144,13	20,5	454,56
8--9	6.5	144,13	27	598,69
9--10	5.5	121,96	32,5	720,65
10--11	4.5	99,78	37	820,43
11--12	5.5	121,96	42,5	942,39
12--13	07	155,22	49,5	1097,60
13--14	07	155,22	56,5	1252,82
14--15	5.5	121,96	62	1374,78
15--16	4.5	99,78	66,5	1474,56
16--17	05	110,87	71,5	1585,43
17--18	6.5	144,13	78	1729,56
18--19	6.5	144,13	84,5	1873,69
19--20	5.0	110,87	89,5	1984,56
20--21	4.5	99,78	94	2084,34
21--22	03	66,52	97	2150,86
22--23	02	44,35	99	2195,21
23--24	01	22,17	100	2217,38
Total	100%			

Le débit de pointe $Q_{max,h}$ pour la commune de Tleta est de 155,22m³/h et survient

Entre (12à 14) h.

7 Calcul de déficit de consommation :

Pour satisfaire les besoins en eau à l'horizon d'étude (2040), il nous convient de déterminer le déficit par lequel on dimensionnera le réseau d'adductions ; le déficit est la différence entre les besoins estimés et la production en eau existante.

Le tableau ci-dessous représente l'allocation journalière à créer (déficit) pour chaque commune

Tableau II-11 : Tableau des déficits à combler à l'an 2040

communes	Besoins en eau à l'an 2040 en (m ³ /j)	Production en eau existante en (m ³ /j)	Déficit en (m ³ /j)
Taher	38073,67	11316,01	26757,66
Bazoul	4235,71	2124,71	2111
Tleta	2217,38	673,38	1544
total	44526,76	14114,1	30412,66

L'histogramme ci-dessous représente la répartition des déficits à combler par communes.

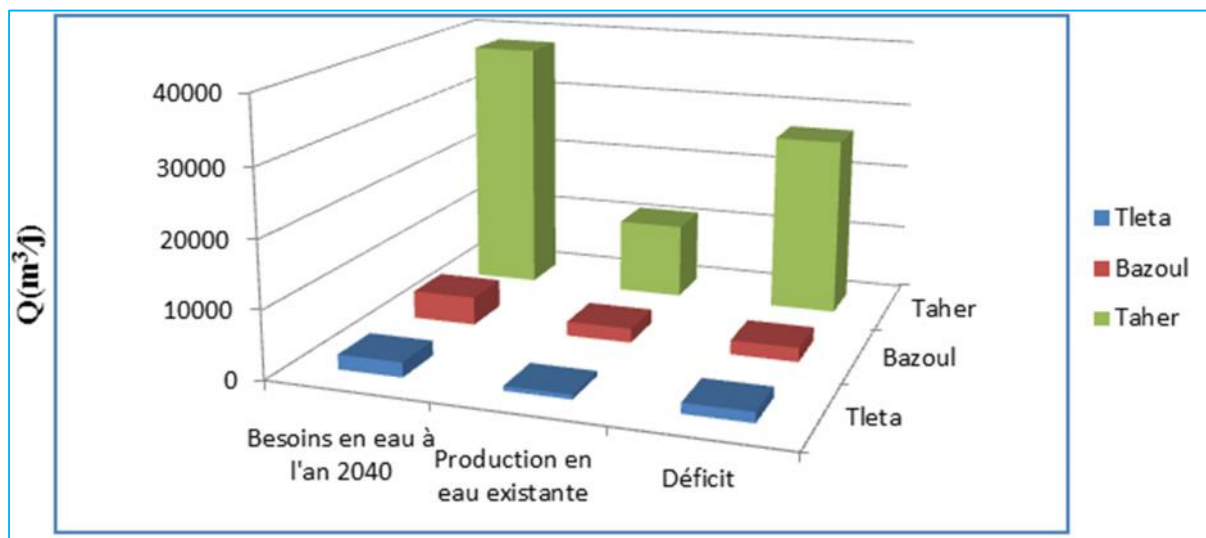


Figure II.3 : Répartition par localités des déficits à combler à l'horizon 2040

Après le calcul des besoins on remarque que le déficit est important sur tout au niveau de la ville de Taher ce qui est bien claire dans L'histogramme (**Figure II.3**).

Et pour cette raison on a prévu de projeter une adduction pour combler ce déficit

Conclusion :

L'estimation des besoins en eau, nous a permis d'estimer le déficit en eau potable et d'évaluer la quantité d'eau à mobiliser du barrage d'El Agrêm pour satisfaire les besoins futurs.

Chapitre III

Etude d'adduction

Introduction

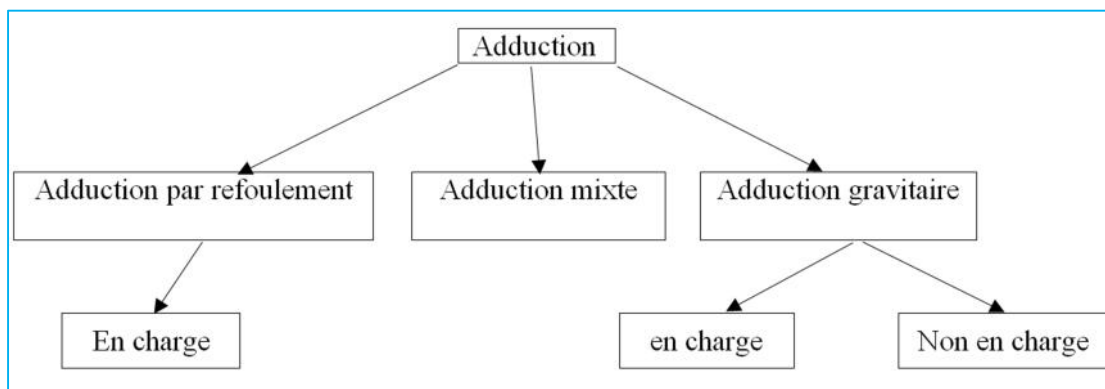
Le but de ce chapitre est de faire une étude techno-économique pour dimensionner le réseau d'adduction afin de combler le déficit de différentes agglomérations en eau potable.

1 Calcul de l'adduction

1.1 Classification

D'après leur fonctionnement, les canalisations d'amenée (aux adductions) peuvent être classées en deux groupes suivant :

- Adduction à écoulement gravitaire ;
- Adduction à écoulement par refoulement ;



a) Adduction gravitaire

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

b) 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.

c) 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.

1.2 Type d'écoulement

Dans les adductions destinées pour le transport des eaux potable, On distingue deux types d'écoulement :

a) Ecoulement à surface libre

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

b) Ecoulement en charge

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

1.3 Critères du choix du tracé de l'adduction

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

- Avoir un itinéraire aussi direct que possible.
- Respecter les impératifs du profil en long avec le moins possible de sur profondeurs.
- Eviter la multiplication des ouvrages coûteux ou fragiles (traversés de rivière, route, chemin de fer etc....).
- Eviter dans la mesure du possible la traversée des massifs boisés.
- Entrainer des dépenses aussi faibles que possible de construction en évitant les points hauts sur le refoulement
- 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, de plus, en période d'arrêt de pompe, il peut y avoir une cavitation entrainant une rupture de la veine liquide pouvant occasionner des éclatements de canalisation.

Le tracé en plan sera conçu compte tenu de la possibilité de réaliser le profil en long idéal avec des coudes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes. A cet effet, on sera peut être amené à ne pas suivre l'accotement des routes, et par conséquent franchir certains terrains particuliers.

Si notre tracé se trouve topographiquement accidenté où une suite de points hauts surgit, des cantonnements d'air pourront avoir lieu en ces points qui peuvent entraîner des cavitations, dans ces cas des dispositifs anti-béliers peuvent être installés.

Certains terrains accidentés nous obligent à avoir un tracé où l'adduction sera mixte (refoulement-gravitaire). Dans ce cas nous devons toujours chercher à raccourcir le tronçon de refoulement s'il y a lieu.

1.4 Choix du matériau de la conduite [2]

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

✓ Sur le plan technique cette faisabilité dépend de plusieurs exigences telles que :

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

✓ Sur le plan économique cette faisabilité dépend essentiellement :

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

Parmi les types de conduites utilisés dans le domaine d'alimentation en eau potable, on distingue: les conduites en fonte ; les conduites en acier ; les conduites en matière thermoplastique et les conduites en béton.

a) Fonte

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

Néanmoins elle nécessite beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite, mais elle n'est pas adéquate aux terrains trop accidentés.

b) Acier

L'acier est un matériau apte à prendre en charge de grandes pressions, il est très sensible à la corrosion surtout il s'agit de sol agressif, mais cela dit il est adéquat à tout type de terrains vu qu'il absorbe les efforts de pressions.

c) PEHD

Le PEHD est un matériau apte à prendre en charge des grandes pressions, il est in corrodable, sa pose par soudage électrique se fait sans grande contrainte. Néanmoins les grands diamètres supérieurs à 300 sont commercialisés à l'heure Actuelle, ils nécessitent beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite.

d) Amiante Ciment

L'amiante ciment reste déconseillé pour l'alimentation en eaux potables. Il nécessite beaucoup de pièces spéciales dont la disponibilité reste aléatoire.

Conclusion

Plusieurs variantes sont possibles concernant la nature des canalisations. Les spécifications ci-après sont relatives à la solution « **fonte** ». Dans notre adduction on a choisi des conduites en fonte vu leur résistance et leur capacité à s'adapter à la nature du terrain qui n'est pas très accidenté et donc le risque d'avoir des pressions importantes dans l'adduction.

Les tubes en fonte seront fabriqués à partir des produits plats formés en profil circulaire et soudés longitudinalement ou hélicoïdalement par pression ou par fusion.

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

2 Calcul hydraulique :

Dans notre projet, et pour assurer l'alimentation en eau potable des différentes agglomérations, selon le terrain on doit obligatoirement utiliser deux types d'adduction :

- Adduction en refoulement.
- Adduction mixte.

Pour les adductions mixtes, le calcul se diffère selon le cas : le cas gravitaire ou le cas de refoulement.

2.1 Méthode de calcul:

2.1.1 Détermination du diamètre avantageux

En cas d'un écoulement gravitaire en charge, la détermination du diamètre le plus avantageux sera comme suit :

Connaissant les cotes des plans d'eau des points de départ et de point d'arrivé C_{p1} et C_{p2} .

→ En appliquant l'équation de la charge totale au point de départ, on trouve :

$$C_{p1} = Z_1$$

→ En appliquant l'équation de la charge totale au point d'arriver, on trouve :

$$C_{p2} = Z_2$$

$\Delta H_d = Z_1 - Z_2 = C_{p1} - C_{p2}$ avec $C_{p1} > C_{p2}$; représente la charge disponible

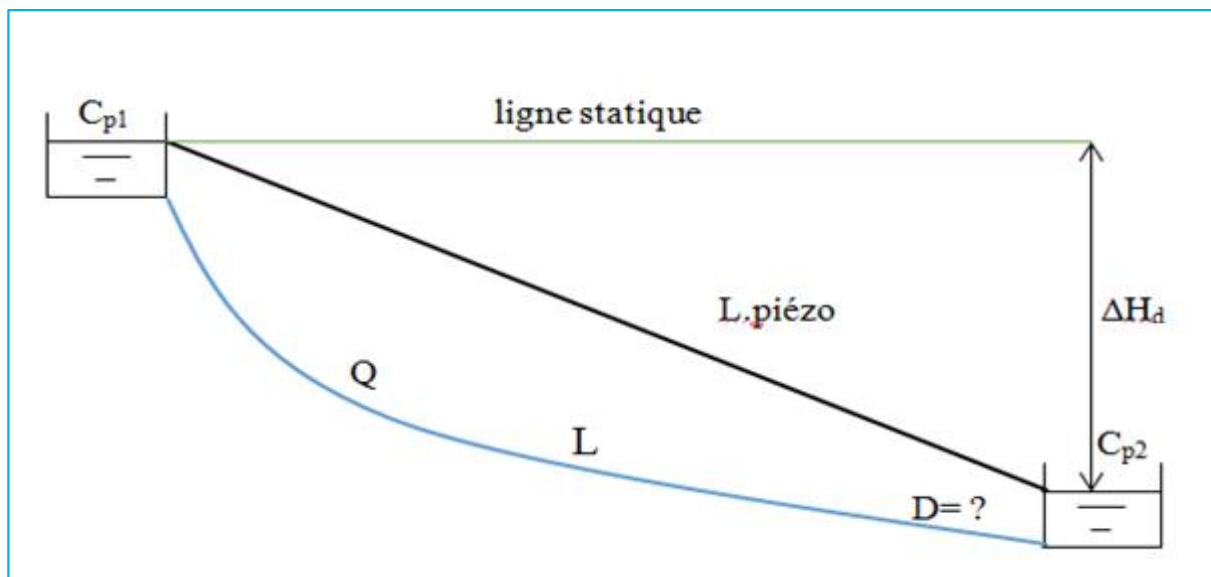


Figure III.1 : schéma simplifié d'une adduction gravitaire.

Pour déterminer le diamètre de l'adduction gravitaire, on tient compte de l'hypothèse suivante :

On suppose que la charge disponible ΔH_d doit être égale à la perte de charge.

Selon l'équation universelle de DARCY la perte de charge est donnée par :

$$\Delta H_t = \frac{K * L_{eqt} * Q^2}{D_{cal}^5} \dots\dots\dots (III.1)$$

On sait que l'écoulement est variable selon le régime d'écoulement et suivant la nature du matériau. Pour cela, on fait intervenir certains coefficients (m et β) qui tiennent compte du régime d'écoulement et de la nature du matériau de la canalisation. Le calcul du diamètre de la conduite se fait en moyennant de la formule de Darcy-Weisbach :

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_{eqt} * Q^S}{D_{cal}^m} \dots\dots\dots (III.2)$$

Donc le diamètre calculé de la conduite sera alors :

$$D_{cal} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_{eqt} * Q^S}{\Delta H_t}} \dots\dots\dots (III.3)$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m);

K' : Coefficient de perte de charge ;

L_e : Longueur équivalente de la conduite (m) ;

$$L_e = L_g + L_{e_v}$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

L_{e_v} : Longueur équivalente des pertes de charge singulière (m) ;

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

$$\Delta H_t = 1,10 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_e = 1,10 * L_g$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m) ;

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

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

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

S : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

Selon le type de matériau les coefficients **K'**, **m** et **S** sont donnés dans le tableau III.1

Tableau III.1 : Coefficients K', m, β pour différents types du tuyau

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

Ce diamètre calculé permet de donner une ligne de charge qui coupe les deux plans d'eau.

Les conduites sont en fonte. On peut prendre : **K'= 0,001735; S = 2 ; m = 5,3**

2.1.2 Cas de refoulement (calcul du diamètre le plus économique) :

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

-Formule de Bresse : $D = 1,5 \sqrt{Q}$ (III-4)

-Formule de Bonnin : $D = \sqrt{Q}$ (III-5)

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

Q: débit à élever en (m³/s).

Remarque : la formule de Bresse n'est valable que pour les courtes longueurs de conduite (< 1Km).

- Hauteur manométrique totale :

La hauteur manométrique totale sera calculée de la manière suivante :

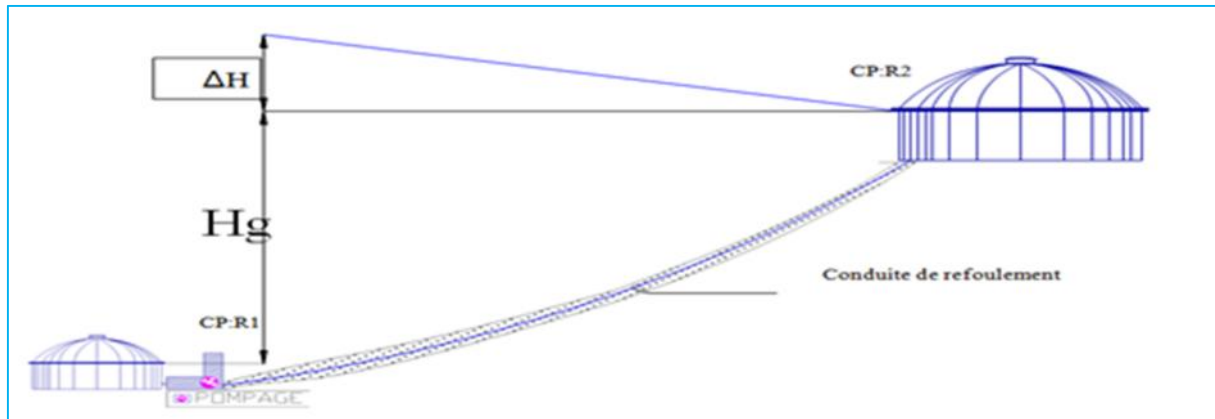


Schéma III-2: Schéma représentant la coté refoulement

$$H_{mt} = H_{g\acute{e}om} + \sum \Delta H \dots\dots\dots (III-6)$$

$H_{g\acute{e}om}$: différence de niveau entre le plan d'aspiration et le plan de refoulement (m);

H : la somme des pertes de charge linéaires et singulières (m).

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

$$H = 1,10 * H_1 \dots\dots\dots (III-7)$$

H_1 : Pertes de charge linéaires (m).

- Les pertes de charge linéaire sont données par la formule universelle de Darcy-Weisbach donne :

$$\Delta H_l = I * L = \left\} \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots (III-8)$$

Ou bien tenant compte du débit

$$\Delta H_l = \frac{8L}{\pi^2 D^5} \frac{Q^2}{g} \dots\dots\dots (III-9)$$

V: vitesse moyenne d'écoulement en (m/s) ;

D : diamètre de la conduite (m) ;

L : la longueur de la conduite (m) ;

g : l'accélération de la pesanteur 9,81 (m2/s) ;

λ : coefficient de frottement ;

- Le coefficient de frottement est donné par les formules :

- De Nikuradsé $\lambda = (1,14 - 0,86 \ln \frac{V}{D})^{-2} \dots\dots\dots (III-10)$

- De Colebrook $\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \times \log \left(\frac{V}{3,7 \times D} + \frac{2,51}{Re \times \sqrt{\lambda}} \right) \dots\dots\dots (III-11)$

λ : la rugosité de la paroi de la conduite (mm) ;

Re : nombre de Reynolds.

- La puissance de pompage :

$$P = \frac{\eta * g * Q * Hmt}{\gamma} \dots\dots\dots (III-12)$$

Avec η : rendement de la pompe en (%) ;

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

g: pesanteur 9.81 (m/s2).

- Energie consommée par la pompe :

$$E = P * t * 365 \dots\dots\dots (III-13)$$

E : L'énergie consommée pendant une année (KWH) ;

P : Puissance de pompage (KW) ;

t : Temps de pompage par jour (h).

- Les dépenses annuelles de l'énergie sont le produit du prix unitaire du Kwh et de l'énergie consommée par année :

$$K = u * E \dots\dots\dots (III-14)$$

K : Dépense annuelles d'énergie (DA) ;

E : Energie consommée par année (Kwh) ;

u : Prix du Kwh, varie trois fois par jour (voir le tableau III -2)

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

Périodes	Horaires	Nombre d'heure	Prix du KWh d'énergie
		(H)	(DA)
Heures pleines	06h-17h	11	1,615
Heures de pointes	17h-21h	4	7,267
Heures creuses	21h-06h	9	0,853

Source SONALGAZ

On évite de faire fonctionner les pompes de 17h à 21h pour éviter le prix élevé par rapport aux autre heures du jour, sachant que nos pompes fonctionnent 20h/24h, et avec la relation suivante on tire u .

$$u = \frac{1,615 * 11 + 0,853 * 9}{20} = 1,2721 \text{ DA} \dots\dots\dots (III-15)$$

- Frais d'amortissement :

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

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

P_{rc}: prix de la conduite en (DA) ;

A: Amortissement annuel. Il est donné par la formule suivante:

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

Avec : i: Taux d'annuité annuel, i = 8% (en Algérie)

n: nombre d'années d'amortissement, n = 26ans

$$A = \frac{0,08}{(0,08+1)^{26} - 1} + 0,08 = 0,093 = 9,3 \%$$

2.2 Choix de variantes

Concernant le choix du tracé, la seule variante existante c'est celle qui suit la route nationale (N:43) dans la majorité de sa longueur. Les autres variantes exigent la traversée des oueds et des terrains très accidentés (montagnes, forêts) ou les aspects technique et économique s'écartent loin d'être vérifiés.

Citant que le choix est pris en se basant sur les avantages, ce qui facilite l'avancement du chantier.

- L'électricité disponible sur tout le tracé.
- La facilité des réparations et d'entretiens en cas de panne.
- La légère pente sert à éviter des grandes (Hmt) dans les stations de pompage et de même pour le coup de bélier qui sera de faible amplitude.

A partir du réservoir d'eau traité El Agrém ($C_t=60m$), l'eau traverse une conduite de 11546 m de longueur gravitaire pour arriver à la SP1 ($C_t=6m$), cette station refoule notre débit vers une deuxième station de pompage ($C_t=56m$) traversant une conduite de 4846 m de longueur, la deuxième station de pompage refoule à son tour ce débit vers les réservoirs Tleta et tampon à une cote de ($C_t=79 m$) à travers une conduite de 1957 m et vers le réservoir de Bazoul ($C_t=96m$) qui est éloigné de 2203 m de réservoirs Tleta, le réservoir tampon alimente gravitairement le réservoir de Taher ($C_t=53m$) à une longueur de 1892 m.

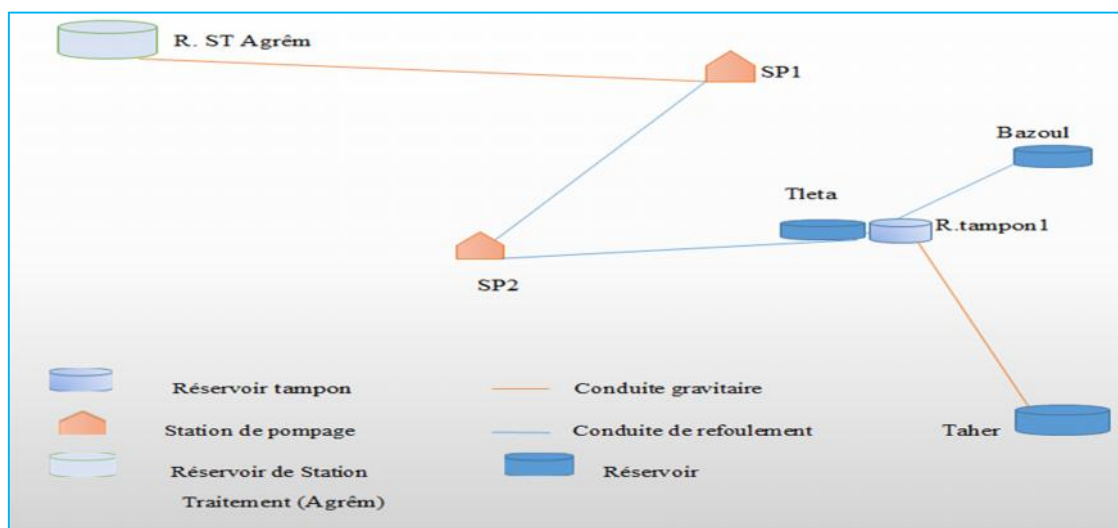


Figure III.3: Schéma vertical de l'adduction

3 Dimensionnement de l'adduction

3.1 Détermination du diamètre avantageux (Cas gravitaire)

3.1.1 Calcul des longueurs équivalentes des différents tronçons

Les longueurs des différents tronçons sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau III.3: Les longueurs des différents tronçons de l'adduction

N° du tronçon	Point de départ	Point d'arrivé	L géométrique (m)	L équivalente (m)
1	Réservoir d'eau traitée (El Agrêm)	Station de reprise 1	11546	12700,6
2	Réservoir tampon 1	Réservoir de taher	1892	2081,2
Total			13438	14781,8

3.1.2 Les caractéristiques des différents points

Les altitudes des différents points de notre adduction sont données dans le tableau suivant :

Tableau III.4: Les altitudes des différents points de l'adduction

N° du point	Point	Cote de terrain naturel (m)	Cote de trop plein
1	Réservoir d'eau traitée (El Agrêm)	60	66
2	Bâche de reprise 1	6	9
3	Réservoir tampon 1	79	82
4	Réservoir de taher	53	57

3.1.3 Calcul les diamètres des tronçons de l'adduction

Calculant la charge disponible H_d entre le réservoir d'eau traitée (El Agrêm), et La bâche de reprise (SP1):

$$H_d = C_{RT} - C_{RA} = 60 - 9 = 51 \text{ m.}$$

$$D_{av} = \sqrt[5,3]{\frac{0,001735 * 12700,6 * (0,352)^2}{51}} = 575,6 \text{ mm}$$

Calculant la charge disponible H_d entre le réservoir tampon 1, et le Réservoir de taher:

$$H_d = C_{RT} - C_{RA} = 79 - 57 = 22 \text{ m.}$$

$$D_{av} = \sqrt[5,3]{\frac{0,001735 * 2081,2 * (0,3097)^2}{22}} = 457 \text{ mm}$$

Remarque

A cause de l'existence des diamètres 575,6mm et 433,7mm ont projeté des adductions qui se composent de deux diamètres normalisés en série pour chacune, et ceci pour que les pertes de charge soient égales aux charges disponibles

Tableau III.5: Diamètres calculés pour différents tronçons de l'adduction

Tronçon	Q (l/s)	L géométrique (m)	L équivalente (m)	H _d (m)	D calculé (mm)
1	352	11546	12700,6	51	575,6
2	309,7	1892	2081,2	22	433,7

3.1.4 Normalisation des diamètres

Après la normalisation on a abouti aux résultats qui sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau III.6: Diamètres normalisés pour différents tronçons de l'adduction

Tronçon	Q (l/s)	D _{cal} (mm)	D _{nor} (mm)	L (m)	H _i (m)	V (m/s)	observation
R d'eau traitée – bêche SP1	352	575,6	500	1650	13,97	1,79	la conduite de D500 et en série avec la conduite D600
			600	9896	31,89	1,25	
R tampon 1 – R Taher	309,7	433,7	400	100	1,93	2,47	la conduite de D400 et en série avec la conduite D450
			450	1792	18,48	1,95	

3.1.5 Les frais d'investissement

Les frais d'investissement des conduites gravitaires figurent dans le tableau suivant:

Tableau III.7: Frais d'investissement des conduites gravitaires (Prix de ml Annexe I)

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	Famort 10 ⁶ (DA)
400	14910,06	100	1,491
450	15982,11	1792	28,63994
500	17885,15	1650	29,51049
600	22831,78	9896	225,9433
Investissement (DA)			285,58473

3.2 Calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement :

Pour les grandes longueurs et les diamètres importants, il faut effectuer une étude économique détaillée.

Le diamètre retenu sera celui correspondant à un coût annuel minimal (amortissement de l'investissement+ frais de pompage).

Pour des raisons économiques on utilise la fonte (la rugosité de la fonte est de $\epsilon = 0,1$ mm).

3.2.1 Dimensionnement du tronçon (SP1- SP2) :

Les calculs hydrauliques sont regroupés dans les tableaux suivants en se basant sur les formules citées auparavant.

Tableau III.8: Calcul de la Hmt de la station de pompage1

D (mm)	V (m/s)		L (m)	J (m/m)	H (m)	H _{totale} (m)	H _g	HMT (m)
400	3,36	0,01461	4846	0,02106	102,042	112,246	50	162,246
450	2,66	0,01426	4846	0,01140	55,264	60,791	50	110,791
500	2,15	0,01396	4846	0,00659	31,938	35,132	50	85,132
600	1,49	0,01345	4846	0,00255	12,373	13,610	50	63,610
700	1,10	0,01305	4846	0,00115	5,552	6,108	50	56,108
800	0,84	0,01271	4846	0,00057	2,775	3,052	50	53,052
900	0,66	0,01243	4846	0,00031	1,505	1,656	50	51,656

Tableau III.9: Calcul les frais d'exploitation de la station de pompage1

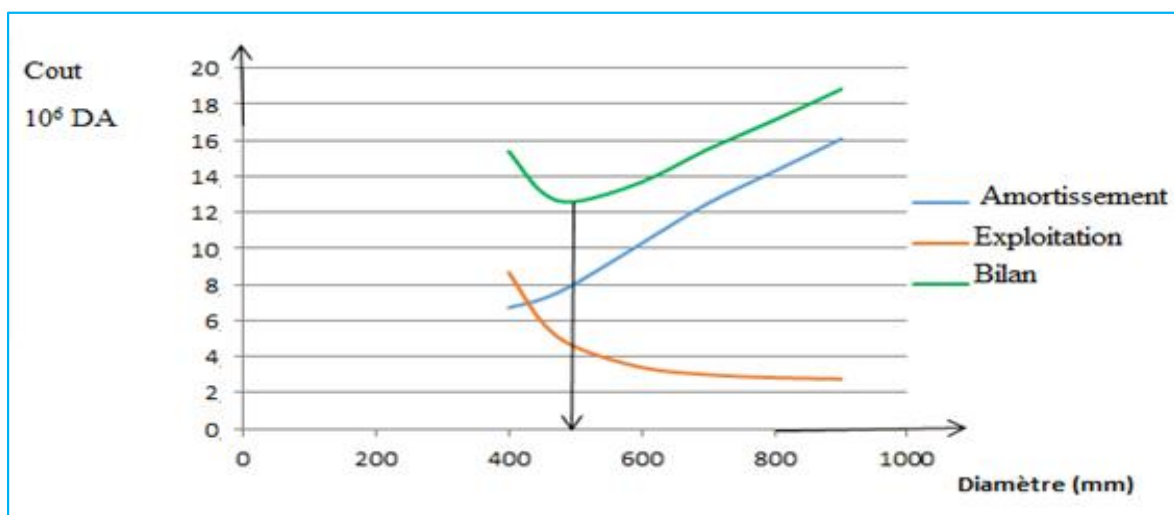
Diamètre en (mm)	P (KWatt)	E 10 ⁶ (KWh)	E exploi 10 ⁶ (DA)
400	933,760	6,816	8,671
450	637,624	4,655	5,921
500	489,952	3,577	4,550
600	366,088	2,672	3,400
700	322,910	2,357	2,999
800	305,325	2,229	2,835
900	297,288	2,170	2,761

Tableau III.10: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP1-SP2. (Prix de ml Annexe I)

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	Prix total 10 ⁶ (DA)	A _{amortissement} 10 ⁶ (DA)
400	14910,06	4846	72,254	6,720
450	15982,11	4846	77,449	7,203
500	17885,15	4846	86,671	8,060
600	22831,78	4846	110,643	10,290
700	27777,32	4846	134,609	12,519
800	31722,86	4846	153,729	14,297
900	35668,4	4846	172,849	16,075

Tableau III.11: Bilan des frais d'exploitation et d'investissement du tronçon SP1-SP2.

Diamètre (mm)	F _{investissement} 10 ⁶ (DA)	F _{exploitations} 10 ⁶ (DA)	Bilan (10 ⁶ DA)
400	6,720	8,671	15,391
450	7,203	5,921	13,124
500	8,060	4,550	12,610
600	10,290	3,400	13,689
700	12,519	2,999	15,517
800	14,297	2,835	17,132
900	16,075	2,761	18,836

**Figure III.4:** Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon SP1 – SP2).

Nous remarquons que le diamètre économique du tronçon de refoulement (SP1–SP2) est : $D = 500$ mm avec une vitesse d'écoulement de $(V = 2,15 < 3)$ m/s admissible donne la fonte.

3.2.2 Dimensionnement du tronçon (SP2 - R.Tleta) :

- **Tronçon(N.1)** : Les calculs sont regroupés dans les tableaux suivants.

Tableau III.12: Calcul de la **Hmt** de la station de pompage2 (Tronçon: (N.1))

D (mm)	V (m/s)		L (m)	J (m/m)	H (m)	H _{totale} (m)	Hg	HMT (m)
400	3,36	0,01461	1957	0,02106	41,208	45,329	28	73,329
450	2,66	0,01426	1957	0,01140	22,318	24,550	28	52,550
500	2,15	0,01396	1957	0,00659	12,898	14,188	28	42,188
600	1,49	0,01345	1957	0,00255	4,997	5,496	28	33,496
700	1,10	0,01305	1957	0,00115	2,242	2,466	28	30,466
800	0,84	0,01271	1957	0,00057	1,120	1,233	28	29,233
900	0,66	0,01243	1957	0,00031	0,608	0,669	28	28,669

Tableau III.13: Calcul les frais d'exploitation de la station de pompage2 (Tronçon: (N.1))

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E 10 ⁶ (KWh)	F exploi 10 ⁶ (DA)
400	422,025	3,081	3,919
450	302,434	2,208	2,809
500	242,798	1,772	2,255
600	192,777	1,407	1,790
700	175,341	1,280	1,628
800	168,239	1,228	1,562
900	164,994	1,204	1,532

Tableau III.14: Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SP2 -R.tampon1 ou R.Tleta)

(Prix de ml Annexe I)

Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	Prix total 10 ⁶ (DA)	F _{amortissement} 10 ⁶ (DA)
400	14910,06	1957	29,179	2,714
450	15982,11	1957	31,277	2,909
500	17885,15	1957	35,001	3,255
600	22831,78	1957	44,682	4,155
700	27777,32	1957	54,360	5,056
800	31722,86	1957	62,082	5,774
900	35668,4	1957	69,803	6,492

Tableau III.15: Bilan des frais d'exploitation et d'investissement du tronçon (SP2-R.tampon1 ou R.Tleta).

Diamètre (mm)	F _{investissement} 10 ⁶ (DA)	F _{exploitations} 10 ⁶ (DA)	Bilan (10 ⁶ DA)
400	2,714	3,919	6,633
450	2,909	2,809	5,717
500	3,255	2,255	5,510
600	4,155	1,790	5,946
700	5,056	1,628	6,684
800	5,774	1,562	7,336
900	6,492	1,532	8,024

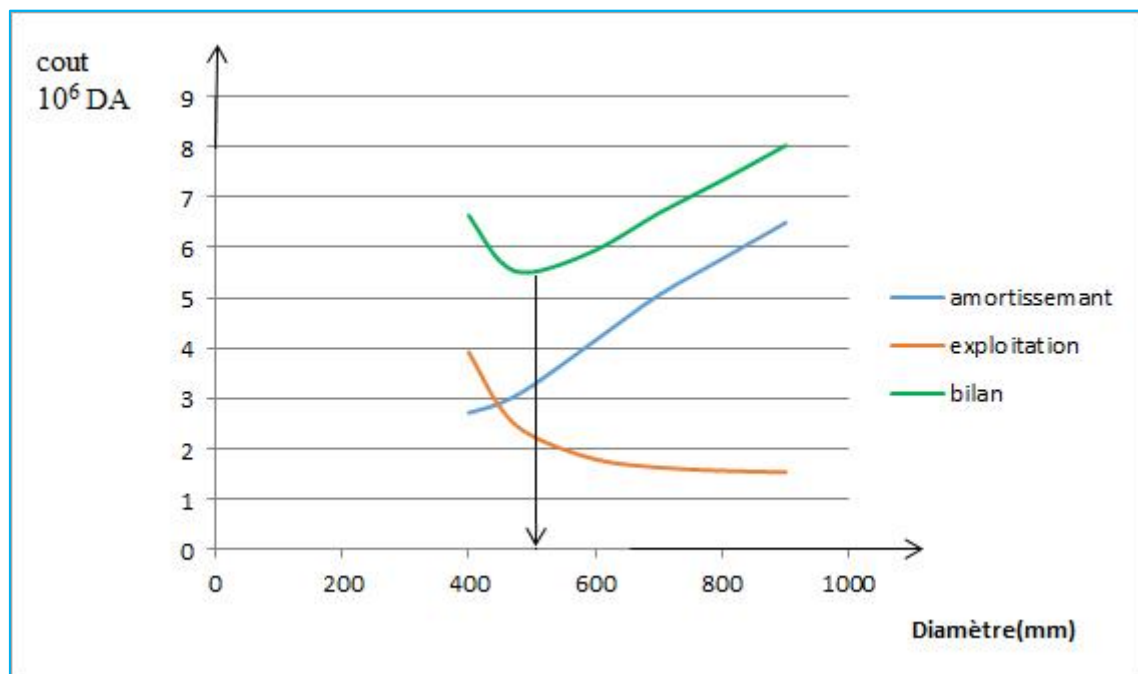


Figure III.5: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation tronçon (SP2 - R.Tleta).

Nous remarquons que le diamètre économique du tronçon de refoulement(SP2 R.Tleta) est : $D = 500$ mm avec une vitesse d'écoulement de $(V = 2,15 < 3)$ m/s admissible donne la fonte.

3.2.3 Dimensionnement du tronçon (R.Tleta - R.Bazoul) :

- **Tronçon(N.2)** : Les calculs sont regroupés dans les tableaux suivants.

Tableau III.16: Calcul de la **Hmt** de la station de pompage2 (Tronçon: (N.2))

D (mm)	V (m/s)		L (m)	J (m/m)	H (m)	H _{totale} (m)	Hg (m)	HMT (m)
100	3,74	0,01995	2203	0,14182	312,432	343,675	19	362,675
125	2,39	0,01891	2203	0,04405	97,046	106,751	19	125,751
150	1,66	0,01812	2203	0,01696	37,372	41,109	19	60,109
200	0,93	0,01697	2203	0,00377	8,306	9,137	19	28,137
250	0,60	0,01615	2203	0,00118	2,591	2,850	19	21,850
300	0,42	0,01553	2203	0,00045	1,001	1,101	19	20,101
350	0,30	0,01503	2203	0,00020	0,448	0,493	19	19,493

Tableau III.17.: Calcul les frais d'exploitation de la station de pompage2 (Tronçon: (N.2))

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E 10 ⁶ (KWh)	F exploi 10 ⁶ (DA)
100	144,883	1,058	1,345
125	50,236	0,367	0,467
150	24,013	0,175	0,223
200	11,240	0,082	0,104
250	8,729	0,064	0,081
300	8,030	0,059	0,075
350	7,787	0,057	0,072

Tableau III.18: Calcul des frais d'amortissement du tronçon (R.Tleta - R.Bazoul)

(Prix de ml Annexe I)

Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	Prix total 10 ⁶ (DA)	F _{amortissement} 10 ⁶ (DA)
100	6682,31	2203	14,721	1,369
125	7836,22	2203	17,263	1,605
150	8534,23	2203	18,801	1,748
200	10323,1	2203	22,742	2,115
250	11542,36	2203	25,428	2,365
300	12336,05	2203	27,176	2,527
350	13521,23	2203	29,787	2,770

Tableau III.19: Bilan des frais d'exploitation et d'investissement du tronçon (R.Tleta-R.Bazoul)

Diamètre (mm)	$F_{\text{investissement}} 10^6(\text{DA})$	$F_{\text{exploitations}} 10^6(\text{DA})$	Bilan (10^6 DA)
100	1,369	1,345	2,714
125	1,605	0,467	2,072
150	1,748	0,223	1,971
200	2,115	0,104	2,219
250	2,365	0,081	2,446
300	2,527	0,075	2,602
350	2,770	0,072	2,843

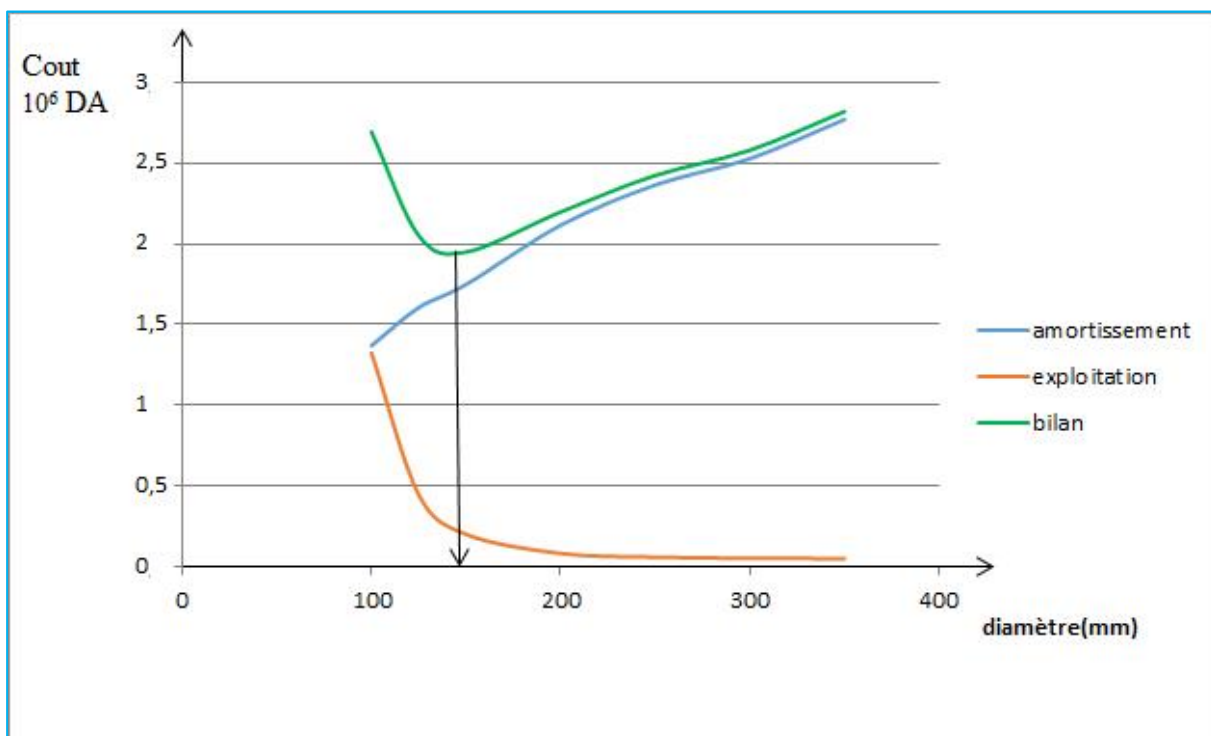


Figure III.6: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation tronçon (R.Tleta - R.Bazoul)

Nous remarquons que le diamètre économique du tronçon (R.Tleta - R.Bazoul) est : $D = 150$ mm avec une vitesse d'écoulement de $V = 1,66$ m/s.

Remarque :

- On a suivi les étapes nécessaires pour le choix des diamètres les plus économiques et on a trouvé (DN500 mm et $V=2.15$ m/s) pour le tronçon SP1- SP2,(DN500 mm et $V=2.15$ m/s) pour le tronçon SP2 - R.Tleta et (DN150 mm et $V=1.66$ m/s) pour le tronçon R.Tleta - R.Bazoul.

Pour des raisons des protections on fait majorer le côté technique sur le côté économique et comme un nouveau choix des diamètres on prend (DN600 mm et $V=1.49$ m/s), (DN600 mm et $V=1.49$ m/s) et (DN200 mm et $V=0.93$ m/s) pour les tronçons (SP1- SP2), (SP2 - R.Tleta) et (R.Tleta - R.Bazoul) respectivement.

- La Hauteur manométrique totale de la station de pompage (N°2), c'est la Hauteur manométrique totale du Tronçon: (N.1) ajoutée à la Hauteur manométrique totale du Tronçon: (N.2).

$$\text{Hmt (SP2)} = 33,496 + 28,137 = 61,633 \text{ m}$$

4 Stations de pompage

Le problème rencontré dans l'alimentation en eau est de transporter cette eau d'un point bas à un point haut. Ce procédé nécessite l'utilisation des machines hydrauliques.

Ces machines permettent le pompage des débits importants à des hauteurs aussi importantes, toutes en se basant sur la transformation d'énergie électrique en énergie hydraulique.

4.1 Principe de fonctionnement

Les pompes centrifuges fonctionnent suivant le principe d'une mise en rotation du fluide à pomper dans une roue tournant à grande vitesse ($\sim 600 - 3500 \text{ tr.mn}^{-1}$). En sortie de roue, le fluide est canalisé dans un diffuseur, puis ralenti dans une volute, et la pression dynamique acquise au niveau de la roue (énergie de vitesse ou cinétique) est transformée en pression statique (énergie de pression).

Le débit pompé est essentiellement fonction:

- de la différence de pression entre aspiration et refoulement
- de la vitesse de rotation de la roue,
- du diamètre de la roue (vitesse périphérique).

4.2 Choix du type de la pompe

Le type de la pompe est choisi de façon à :

- Assurer le débit et la hauteur manométrique demandée désirée.
- Avoir un meilleur rendement.
- Puissance absorbée minimale.
- vitesse de rotation élevée.
- Anticavitationnelle.
- Répondre à la construction économique du bâtiment.
- Fabriquée en série désirée (de préférable).

4.3 Couplage des pompes

On distingue deux types de couplage des pompes :

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

4.4 Choix du nombre de pompe

Pour choisir le nombre convenable de pompes, on doit aboutir à un :

- Nombre minimal de pompes.
- Meilleur rendement.
- Puissance absorbée minimale.
- vitesse de rotation élevée.
- $(NPSH)_r$ minimal.

D'après les critères de choix du nombre de pompes, on détermine le nombre des pompes pour les deux lignes de refoulement :

4.4.1 Refoulement de station pompage (N1) vers station pompage (N2)

Nous avons besoin de refouler un débit total d'eau de 422,4 (l/s) sur une hauteur manométrique de 63,610 m.c.e.

Tableau III.20 : caractéristiques des pompes de la station pompage (N1).

n	Q appelée (l/s)	HMT appelée (m)	Type de pompe	Q Total (l/s)	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	P_{abs} Total (Kw)	$(NPSH)_r$ (m)	\varnothing roue (mm)
2	422,4	63,610	aucune	-	-	-	-	-	-	-
3	422,4	63,610	aucune	-	-	-	-	-	-	-
4	422,4	63,610	PM 150/ 2 C	428	76.8	64	1750	355.6	5.91	150
5	422,4	63,610	PM 150/ 2 D	445.5	78.4	64.2	1750	368	5.93	150

A partir du Tableau III.20, on déduit que la variante de (04) pompes est la meilleure du point de vue puissance absorbée, $(NPSH)_r$ et nombre de pompes en parallèle.

Conclusion

On prend 4 pompes avec 2 pompes de secours de type **PM 150/ 2 C**

4.4.2 Refoulement vers les réservoirs (tleta, bazoul, tampon1)

Nous avons besoin de refouler un débit total d'eau de 422,4 (l/s) sur une hauteur manométrique de 61,633 m.c.e.

Tableau III.21 : caractéristiques des pompes de la station pompage (N : 2).

n	Q appelée (l/s)	HMT appelée (m)	Type de pompe	Q Total (l/s)	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	P_{abs} Total (Kw)	(NPSH) _r (m)	Øroue (mm)
2	422,4	61,633	aucune	-	-	-	-	-	-	-
3	422,4	61,633	aucune	-	-	-	-	-	-	-
4	422,4	61,633	PM 150/ 2 C	436	76.1	62.6	1750	357.6	6.22	150
5	422,4	61,633	PM 150/ 2 D	456	78.2	64	1750	372	6.23	150

A partir du Tableau III.21, on déduit que la variante de (04) pompes est la meilleure du point de vue puissance absorbée, (NPSH)_r et nombre de pompes en parallèle.

Conclusion

On prend 4 pompes avec 2 pompes de secours de type **PM 150/ 2 C**

4.5 Courbes caractéristiques des pompes et des conduite

4.5.1 Courbes caractéristiques des pompes

Pour chaque groupe des pompes choisies, on distingue les courbes caractéristiques suivantes :

[H-Q] ; [P_{abs} -Q] ; [y_p -Q] ; [(NPSH)_r-Q] ; [H_c-Q] .

Le point de fonctionnement d'une pompe est l'intersection entre la courbe caractéristique du groupe des pompes installées [H-Q] et la courbe caractéristique de la conduite refoulant un débit de la pompe [H_c-Q].

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

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

4.5.2 Courbe caractéristique de la conduite

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

$$H_c = H_g + \Delta h_t \dots\dots\dots (III-18)$$

Avec :

H_g : hauteur géométrique (m) ;

Δh_t : Perte de charge totale occasionnée par la conduite (m) ;

$$\Delta h_t = 1,1 * \Delta h_p^{lin} \dots\dots\dots (III-19)$$

Avec :

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

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L_{ref} * Q^2}{f^2 * g * D_{ec}^{5,3}} = \lambda * Q^2 \dots\dots\dots (III-20)$$

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

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

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

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

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

Donc $H_c = H_g + \lambda * Q^2$.

Le coefficient λ est le seul inconnu dans l'équation, car H_g est connu et Q est variable, donc mathématiquement pour connaître l'équation de la courbe de la conduite il suffit de calculer ce coefficient, et pour le calculer on a besoin de connaître un seul point de cette courbe, pour cela le programme CAPRRARI demande la hauteur géométrique quand on cherche à tirer le type de pompe, une fois qu'on introduit les coordonnées du point demandé ($Q_{appelé}$, HMT) le programme calculera automatiquement le coefficient λ , et tire l'équation de la conduite et le point de fonctionnement.

4.5.3 Refoulement SP1-Bâche SP2

Les courbes caractéristiques de la conduite de refoulement et de la pompe et le point de fonctionnement sont données sur la figure III.7.

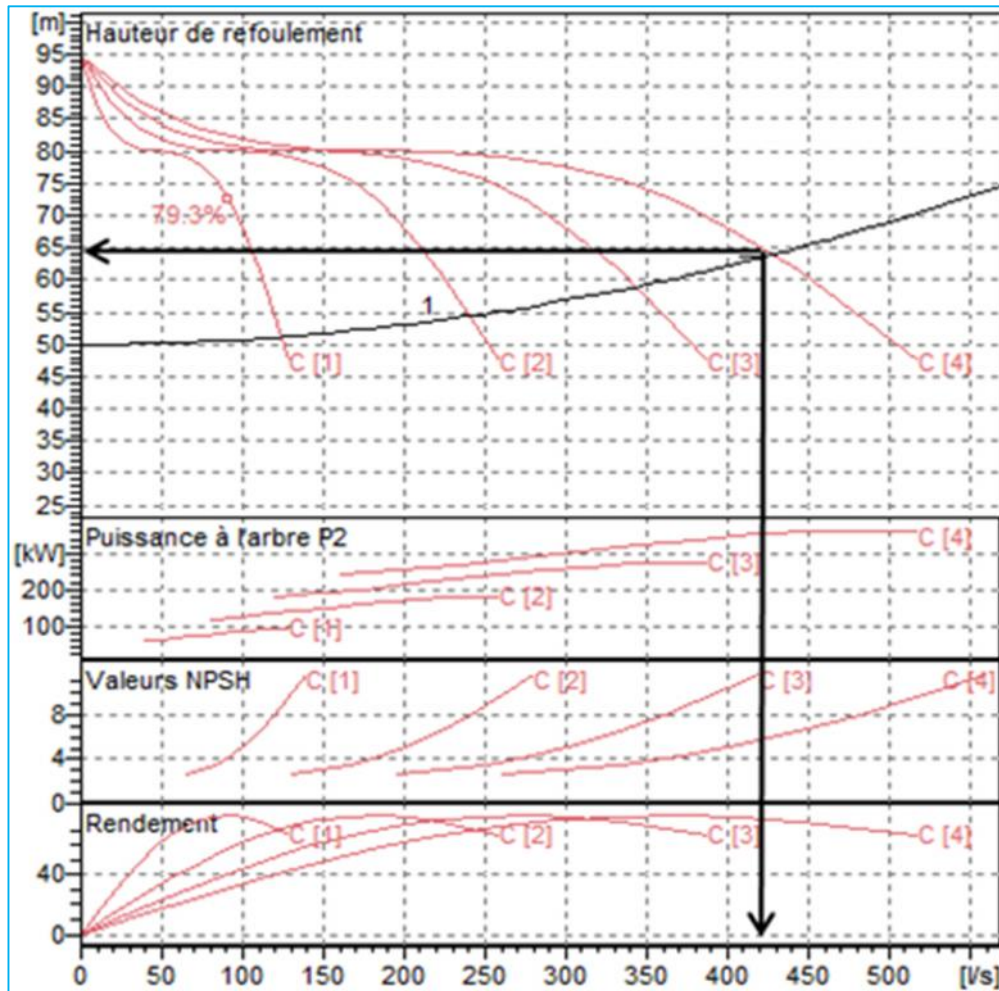


Figure III.7: les courbes caractéristiques du groupe de pompage et de la conduite

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

$$\begin{cases} Q_{Pf} = 428 \text{ l/s} > Q_{app} = 422,4 \text{ l/s} \\ H_{Pf} = 64 \text{ m} \approx H_{app} = 63.6 \text{ m} \end{cases}$$

Conclusion :

Le Q_{app} se situe dans l'intervalle (+10% et -10%); par conséquent aucun réglage n'est nécessaire.

4.5.4 Refoulement SP2 vers les réservoirs (tleta, bazoul, tampon1)

Les courbes caractéristiques de la conduite de refoulement et de la pompe et le point de fonctionnement sont données sur la figure III.8.

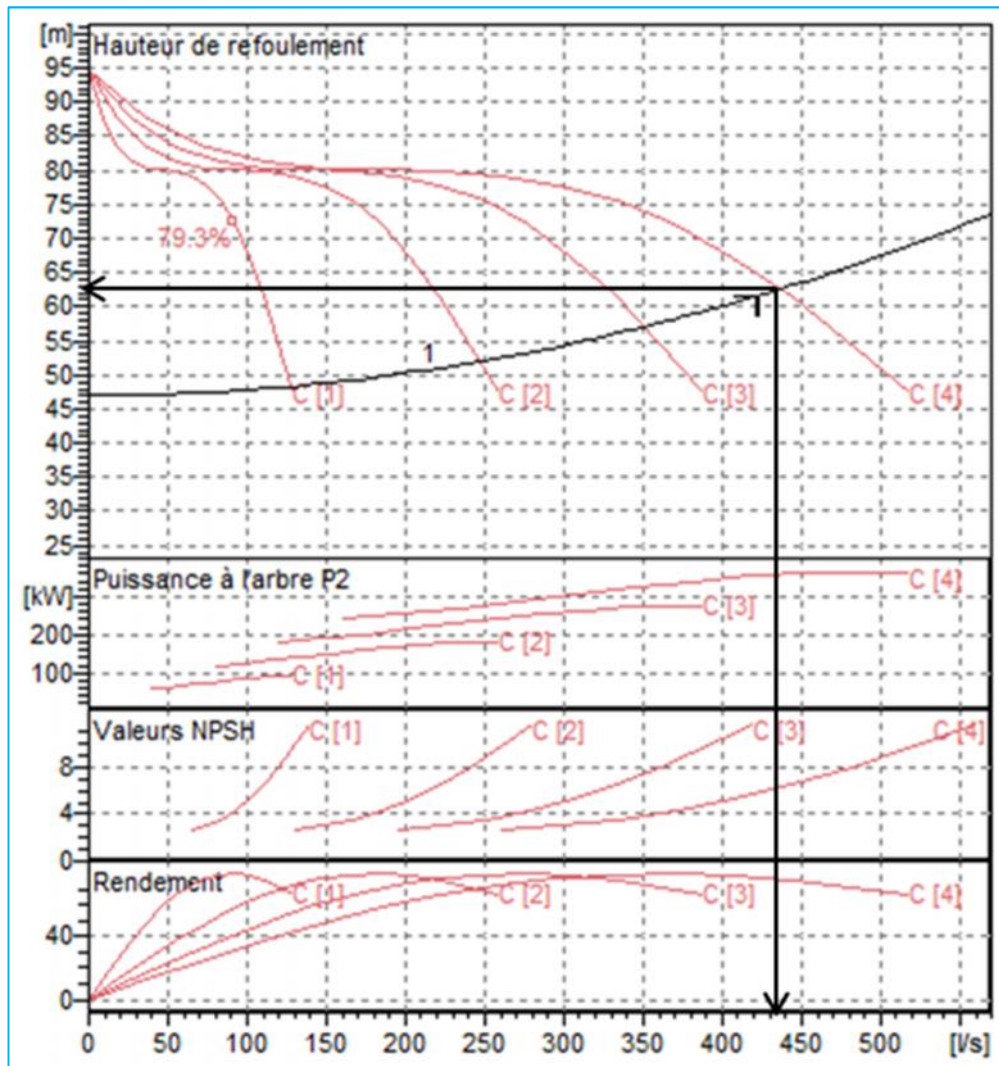


Figure III.8: les courbes caractéristiques du groupe de pompage et de la conduite

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

$$\begin{cases} Q_{Pf} = 436 \text{ l/s} > Q_{app} = 422,4 \text{ l/s} \\ H_{Pf} = 62.6 \text{ m} \approx H_{app} = 61.633 \text{ m} \end{cases}$$

Conclusion :

Le Q_{app} se situe dans l'intervalle (+10% et -10%); par conséquent aucun réglage n'est nécessaire.

4.6 Choix du moteur électrique

Il existe plusieurs critères liés au choix du moteur.

4.6.1 Critères de choix du moteur électrique

- Puissance du moteur absorbée;
- Position de l'arbre de transmission horizontale ou verticale ;
- Tension d'alimentation du moteur.

a) Vitesse de rotation du moteur :

La vitesse de rotation du moteur est donnée comme suit :

$$N_{\text{moteur}} = N_{\text{pompe}} \pm 200 \text{ tr/mn} \dots \dots \dots \text{ (III-21)}$$

b) La puissance du moteur

La puissance absorber par le moteur est calculée par la formule suivante :

$$P_{\text{abs}} = \frac{\%_0 \times Q \times H_{\text{mt}} \times K}{y_p \times y_{\text{tr}} \times y_m} \dots \dots \dots \text{ (III-22)}$$

η_m : Rendement du moteur (0,92 – 0,95) ;

η_{tr} : Rendement d'accouplement (= 1 accouplement direct)

η_p : Rendement de la pompe ;

K : Coefficient de correction, il est déterminé en fonction de la puissance du moteur.

Les valeurs du coefficient K sont données dans le tableau III.22 :

Tableau III.22 : Variation du coefficient K en fonction de la puissance P

P (Kw)	1÷2	2÷10	10÷50	50÷100	100÷200	>200
K	2	2÷1,3	1,3÷1,2	1,2÷1,1	1,1÷1,05	1,05

4.7 Caractéristiques du moteur et démontions des pompe des stations du pompage

On choisit les moteurs adéquats à partir de logiciel du constructeur (CAPRARI) et cela en fonction de la puissance fournie par ce dernier et le type de la pompe.

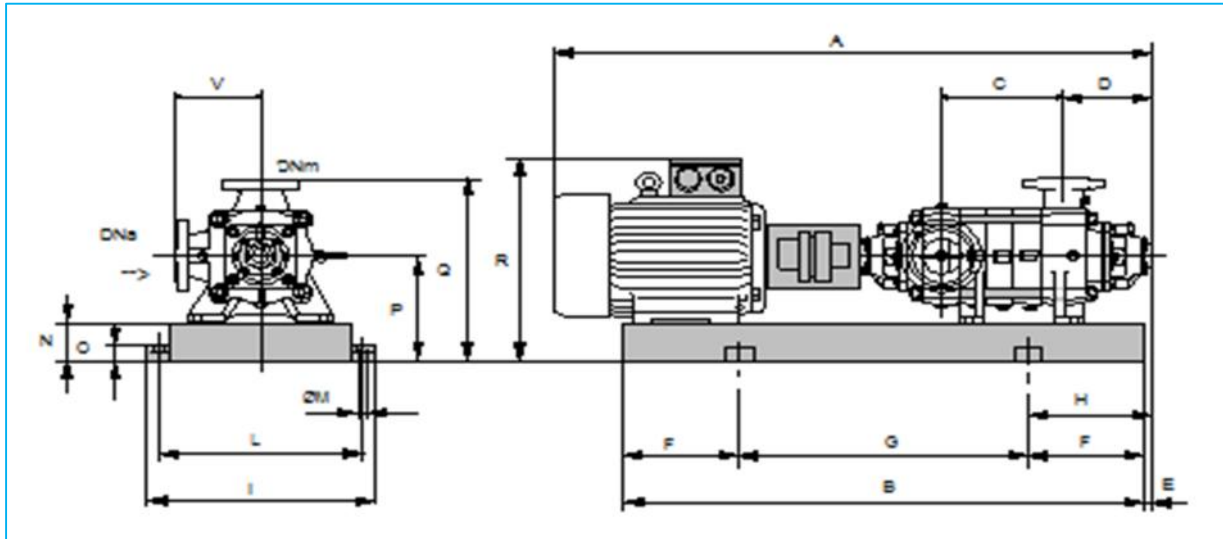


Figure III.9: Schéma descriptif pompe et moteur (Logiciel Caprari)

Tableau III.23 : Récapitulation les caractéristiques du moteur et démontions des pompe.

N de la station pompage	Les dimensions de la pompe (mm)				Caractéristiques du moteur
SP1	A= 2635	F=350	M=20	R=941	Fréquence 60 Hz
	B=2166	G=1466	N=160	V=370	Tension nominale 460 V
	C=610	H=591	O=42	DNa =200	Vitesse nominale 1750 1/min
	D=351	I=870	P=475	DNm =150	Nombre de pôles 4
	E=241	L=820	Q=845		Puissance nominale P2 110 kW
					Courant nominal - A
					Type de moteur 3~
					Classe d'isolation F
					Degré de protection IP 55
SP2	A= 2635	F=350	M=20	R=941	Fréquence 60 Hz
	B=2166	G=1466	N=160	V=370	Tension nominale 460 V
	C=610	H=591	O=42	DNa =200	Vitesse nominale 1750 1/min
	D=351	I=870	P=475	DNm =150	Nombre de pôles 4
	E=241	L=820	Q=845		Puissance nominale P2 110 kW
					Courant nominal - A
					Type de moteur 3~
					Classe d'isolation F
					Degré de protection IP 55

4.8 Equipements hydrauliques en amont et en aval de la pompe :

4.8.1 Équipements en amont de la pompe :

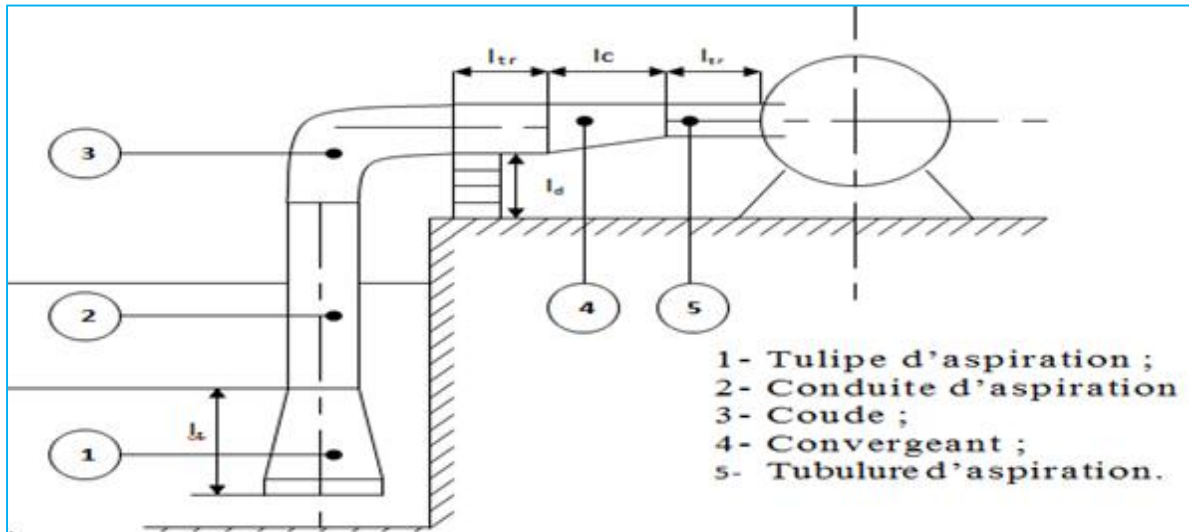


Figure III.10: Schéma indicatif de l'équipement en amont de la pompe

a) Conduite d'aspiration :

Sur la conduite d'aspiration, on évitera toute formation de poches d'air, d'où les parties horizontales comporteront une légère pente 2% montant en direction de la pompe, ceci permet l'évacuation permanente des bulles d'air, et toute contre pente est à proscrire.

b) Joints :

La conduites d'aspiration est en dépression, alors une attention particulière sera donnée aux joints afin de supprimer toutes possibilités d'entrée l'air, dans ce cas on préférera les souder aux joints à emboîtement et aux joints à manchon filetés, pour un raccordement sur les appareils clapet, vanne, pompe, on utilisera les joints à brides.

c) Joint de démontage :

Comme son nom l'indique, ce joint est nécessaire lors de montage et le démontage de la pompe.

d) Convergent d'aspiration :

La conduite d'aspiration est raccordée à la pompe par un convergent ce qui permet d'avoir accélération progressive de l'écoulement, favorisant la bonne répartition des vitesses, dans le but d'évite toute formation de poche d'air, on place horizontalement la génératrice supérieur de notre convergent.

e) **Vanne papillon :**

Elle sert à isoler la pompe et empêcher l'écoulement dans ce tronçon lors des travaux d'entretien, ou si le débit est faible.

f) **Les ventouses :**

Elles ont pour but d'évacuer l'air que contient la conduite et lutter contre la surpression lors de l'écoulement transitoire (coup de bélier).

4.8.2 Equipements en aval de la pompe :

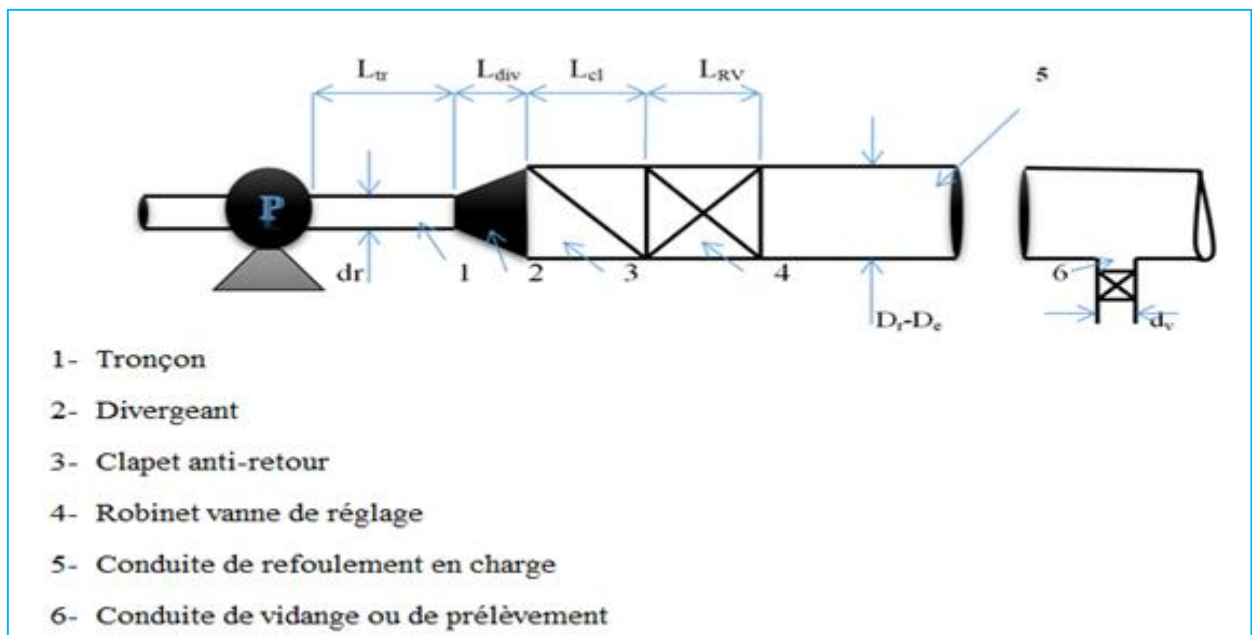


Figure III.11: Schéma indicatif de l'équipement en aval de la pompe

a) **Divergent :**

À la sortie de la pompe, il est évident que la vitesse de l'eau est très grande dans les conduites de refoulement, il est nécessaire de ralentir cette vitesse pour la maintenir dans une plage admissible.

b) **Clapet de non-retour :**

À la sortie de la pompe, il pourra être placé un clapet dont le rôle sera d'empêcher l'inversion du débit d'eau lors de l'arrêt de la pompe, ils sont installés sur la conduite horizontale.

c) Joint de démontage :

Comme son nom l'indique, ce joint est nécessaire lors de montage et le démontage de la pompe.

d) Vanne de régulation :

Elle est munie de capteurs qui suivant leurs indications le pourcentage d'ouverture de la vanne est régulé.

e) Vanne papillon :

Elle sert à isoler la pompe et empêcher l'écoulement dans ce tronçon lors des travaux d'entretien, ou si le débit est faible.

f) Conduite de refoulement :

Elle sert à véhiculer l'eau entre la pompe et le collecteur de refoulement.

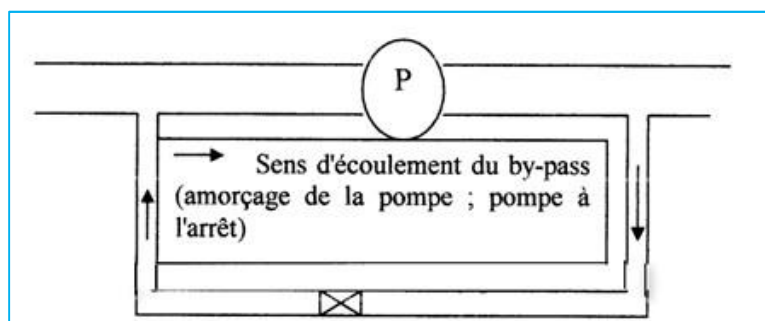
g) Collecteur de refoulement :

Il sert à véhiculé l'eau vers les points de refoulement, le diamètre de collecteur est déterminé après des études technico-économique.

h) Le by-pass :

Un by-pass est placée entre l'aspiration et le refoulement de la pompe, il est muni d'un clapet fermé lorsque la pompe fonctionne normalement, au moment d'un arrêt brusque de la pompe, la dépression dans la conduite provoque l'ouverture du clapet et se trouve aussi limitée à la pression H_a existant à l'aspiration. Le clapet interdit par contre le retour d'eau.

Mais dans notre cas le by-pass ce trouve toute en amont des groupes de pompes.

**i) Soupape de décharge :**

Cet équipement est destiné à limiter la surpression, on le trouve installer avec le clapet.

4.9 Choix du nombre des collecteurs d'aspiration et leur dimensionnement

Le nombre des collecteurs d'aspirations = nombre des pompes

La conduite d'aspiration doit être placée sur une butée

La conduite d'aspiration est dimensionnée de sorte à éviter la cavitation et la formation de Vortex, c'est pour cela qu'on doit impérativement avoir une vitesse d'aspiration admissible.

da : diamètre de la tubulure d'aspiration ; d'après logiciel (CAPRARI) égale à 200 mm ;

Da= 600 mm

- **Vérification de la vitesse**

La vitesse de l'écoulement dans les conduites doit être vérifiée par les fourchettes suivantes :

- $V_a = (0,7 - 1) \text{ m/s}$ pour $Da \leq 250 \text{ mm}$
- $V_a = (1 - 1,5) \text{ m/s}$ pour $250 < Da \leq 800 \text{ mm}$
- $V_a = (1,5 - 1,8) \text{ m/s}$ pour $Da > 800 \text{ mm}$

$$V_{asp} = \frac{Q}{S} = \frac{0.4224}{0.2826} = 1,49 \text{ m/s}$$

En effet on trouve que $V_{asp} = 1,49 \text{ m/s}$ donc le diamètre 600 mm pour le collecteur d'aspiration est adopté.

Lc : longueur de convergent = $(3.5 \div 4) (Da - da)$

Donc :

Da =600 mm da = 200 mm Lc =3.5*(0,6 - 0,2) = 1.4m.

4.10 Bâtiment de la station de pompage

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

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

On choisit de projeter un bâtiment type surface

Le bâtiment est généralement construit sous forme rectangulaire et comporte des salles de machines, en plus d'une plateforme de montage.

Il est recommandé de prendre :

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

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 $l > 2\text{m}$.
- Dimensions des portes 3×3 ; $3,6 \times 3,6$; 4×3 ; $4,2 \times 4$; $4,8 \times 5,4 \text{ m}^2$.
- La surface des fenêtres est prise entre 10 et 15 % de la surface de la salle des machines.

4.10.1 Dimensionnement

Les différentes dimensions de la station de pompage sont :

a) Épaisseur 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.

b) La hauteur du bâtiment

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

$$\mathbf{Hb = h5 + h6 + h7 + h8 + h9}$$

h5: Distance vertical $h5 = h_p + h_{\text{socle}} + h_{\text{reserve}}$

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

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

h_p : H_a hauteur de la pompe

$h6$: Hauteur réservée à l'homme. $\Rightarrow h6 = 2,2 \text{ m}$

$h7$: Hauteur de chariot. $\Rightarrow h7 = 0,3 \text{ m}$

$h8$: Hauteur réservée aux formes profilées $\Rightarrow h8 = 0,8 \text{ m}$

$h9$: Hauteur de sécurité $\Rightarrow h9 = 0,5 \text{ m}$

$$Hb (\text{SP1}) = Hb (\text{SP2}) = 1.841 + 2.2 + 0.3 + 0.8 + 0.5 = 5.641 \quad \text{On prend: } Hb = 6 \text{ m}$$

c) La longueur du bâtiment

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

$$\mathbf{Lb = np \times L + L_{\text{int}} + L_{\text{pf}} + L_r + L_p}$$

Avec :

np : nombre de pompes SP1 et SP2 ($np=6$), tenant compte de la pompe de secours.

L : largeur pompe et celle du moteur (à partir du catalogue);

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

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

L_p : Longueur du bureau du personnel; $L_p = 4 \text{ m}$;

L_r : longueur de l'armoire électrique $L_r = (2 - 3) \text{ m}$, on prend $L_r = 2.5 \text{ m}$;

$$Lb(\text{SP1}) = Lb(\text{SP2}) = 6 \times 0.87 + 1 + 3 + 2.5 + 4 = 15.72 \text{ m}$$

On prend: $Lb = 18 \text{ m}$

d) La largeur du bâtiment

$$l = l_2 + l_3 + l_4 + 2S$$

S : épaisseur du mur $S=0,3$ m.

l_2 : distance entre le mur et le premier organe 30cm.

l_3 : longueur des accessoires d'aspiration.

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

l_p : longueur de pompe

l_{tr} : longueur de la tubulure de refoulement $l_{tr} = 2 \times D_r$

l_{tasp} : longueur de la tubulure d'aspiration $l_{tasp} = 2 \times D_a$

l_c : longueur du convergent

$$l(SP1) = l(SP2) = 0.3 + 2.635 + 1 + 1.2 + 1.4 + 0.6 = 7.135 \quad \text{On prend: } l = 7.5 \text{ m}$$

e) Dimensions des portes

Porte principale : $4,2 \times 3,2$ m² ; porte secondaire : $2,2 \times 1,2$ m² .

f) Dimensionnement des fenêtres

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

$$S (\text{fenêtres}) = 0,125 \times L_{\text{ongb}} \times L_{\text{argb}} \Rightarrow S (\text{fenêtre}) = 7.5 \times 18 \times 0.125 = 16.88 \text{ m}^2$$

Le nombre de fenêtres : $N = S (\text{fenêtres}) / S \text{ fenêtre} = 16.88 / 2,2 \times 1,2 \Rightarrow N = 7$ fenêtre

Le tableau qui suite résume les résultats des calculs de dimensionnement des deux stations de pompage :

Tableau III.24 : Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station.

station	Dimensions des bâtiments des stations de pompage en (m)						
	Largeur (m)	Longueur (m)	Hauteur (m)	Epaisseur des murs(m)	fenêtres	portes	
						secondaire	principale
S1	7.5	18	6	0,3	7*(2,2×1,2)	2,2×1,2	4,2×3,2
S2	7.5	18	6	0,3	7*(2,2×1,2)	2,2×1,2	4,2×3,2

Conclusion

L'étude de l'adduction nous a permis de dimensionner les conduites de notre projet par une étude technico- économique:

-L'adduction par refoulement constituée de deux stations de pompage, La première conduite de refoulement à une longueur de 4846m et un diamètre de 600mm, La deuxième à une longueur de 1957 et un diamètre de 600 mm, La troisième à une longueur de 2203m et un diamètre de 200mm.

-L'adduction gravitaire est composée de deux Tronçons le premier de longueur totale des conduites de 11546 m et des diamètres de 600 mm, 500mm la deuxième longueur totale des conduites de 1892m avec des diamètres de 450 mm, 400mm.

-On a opté pour des pompes centrifuge multicellulaires à axe horizontale type CAPRARI pour les stations de pompage .Ces pompes seront entraînées par des moteurs électriques asynchrones triphasés de même marque.

Chapitre IV

Etude du stockage

Introduction

Les réservoirs constituent les organes régulateurs de pression de débit entre le régime de production et le régime de consommation, ils permettent d'emmagasinier l'eau lorsque la consommation est inférieure à la production, et la restituent lorsque la consommation devient supérieure à la production.

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

1 Rôle des réservoirs

Les réservoirs constituant une réserve qui permet d'assurer aux heures de pointe les débits maximaux demandés, de plus ils permettent de combattre efficacement les incendies. En plus les réservoirs offrant notamment les avantages suivants :

- ❖ Régularisation le fonctionnement de la station de pompage.
- ❖ Simplification d'exploitation.
- ❖ Assurer les pressions nécessaires en tout point du réseau.
- ❖ Coordination du régime d'adduction d'eau au régime de distribution.
- ❖ Jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée.
- ❖ Réduction des dépenses d'énergie en réduisant la puissance consommée par les pompes.

2 Classification des réservoirs [1]

Les réservoirs peuvent être classés de diverses façons selon les critères pris en considération

2.1 Classification selon le matériau de construction

Cette classification est basée sur la nature des matériaux de construction des réservoirs. On peut citer donc :

- ❖ Réservoir métalliques.
- ❖ Réservoir en maçonnerie.
- ❖ Réservoir en béton armé.

2.2 Classification selon la situation des lieux

Les réservoirs peuvent être classés selon leur position par rapport à la surface du sol :

- ❖ Enterrées.
- ❖ Semi-enterrés.
- ❖ Surélève.

2.3 Classification selon l'usage

Dans cette classification, on peut trouver :

- ❖ Réservoir principal d'accumulation et de stockage. (réservoir d'eau traité).
- ❖ Réservoir terminal.
- ❖ Réservoir d'équilibre.
- ❖ Réservoir tampon.
- ❖ Bâche de reprise.
- ❖ brise charge.

2.4 Classification selon la forme géométrique

Généralement dans la pratique on trouve divers formes géométrique dans la construction des réservoirs tels que :

- ❖ Réservoir conique.
- ❖ Réservoir cylindrique.
- ❖ Réservoir rectangulaire.
- ❖ d'une forme quelconque.

3 Emplacement des réservoirs [3]

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, notamment au moment de la pointe.

En conséquence, l'altitude de la cuve et, plus précisément son radier doit être situ à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur le réseau.

Pour de multitude raisons, il y a tout intérêt, au strict point de vue de la distribution, à ce que le réservoir se situe aussi près que possible du centre de gravité de la consommation qu'il a à assurer et que l'altitude de son radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur le réseau.

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

4 Selon leur capacité, les réservoirs peuvent prendre la forme : [4]

❖ Rectangulaire ou carrée :

La section rectangulaire est surtout adoptée pour les réservoirs de grande capacité supérieure à 10000 m^3 . Dans ce cas, le compartimentage sera facilement réalisé pour assurer la continuité de la distribution. Ils seront exécutés en béton armé ou précontraint, chaque compartiment doit avoir la même tuyauterie que pour un réservoir unique.

❖ Circulaire :

La section circulaire est généralement adoptée pour les réservoirs de capacité inférieure à 10000 m^3 . La position de la tuyauterie est la même que pour les réservoirs rectangulaire. Ils sont réalisés soit en béton armé ou en précontraint.

5 Comportement d'une adduction :

Dans le cas des adductions en particulier les adductions mixtes, plusieurs cas de figure relatifs à la ligne piézométrique et à la topographie, peuvent se présenter. Pour assurer le bon fonctionnement du système d'adduction plusieurs solutions d'ordre techniques peuvent être envisagées.

5.1 Cas de surpression :

A la place de brise charge, le dimensionnement mécanique peut aussi être un bon remède à la pression exagérée au niveau des points bas.

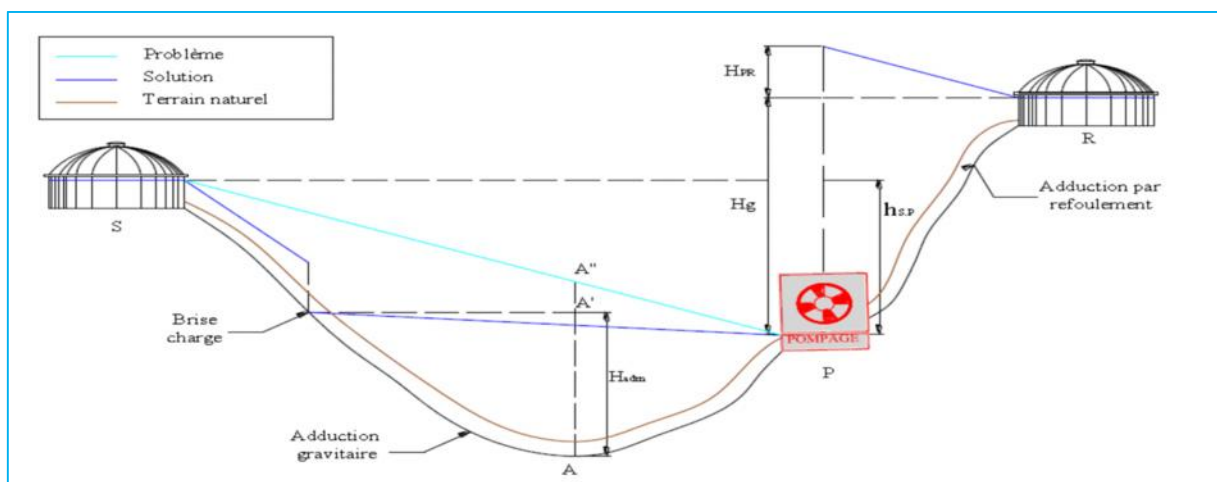


Figure IV-1: problème de surcharge (éclatement de la conduite).

5.2 Cas de dépression :

Pour remédier au problème d'écèlement survenant en cas d'arrêt de la pompe, on transforme un tronçon de l'adduction par refoulement en adduction gravitaire par l'intermédiaire d'un réservoir tampon implanté au niveau du point le plus haut de terrain de pose de la conduite.

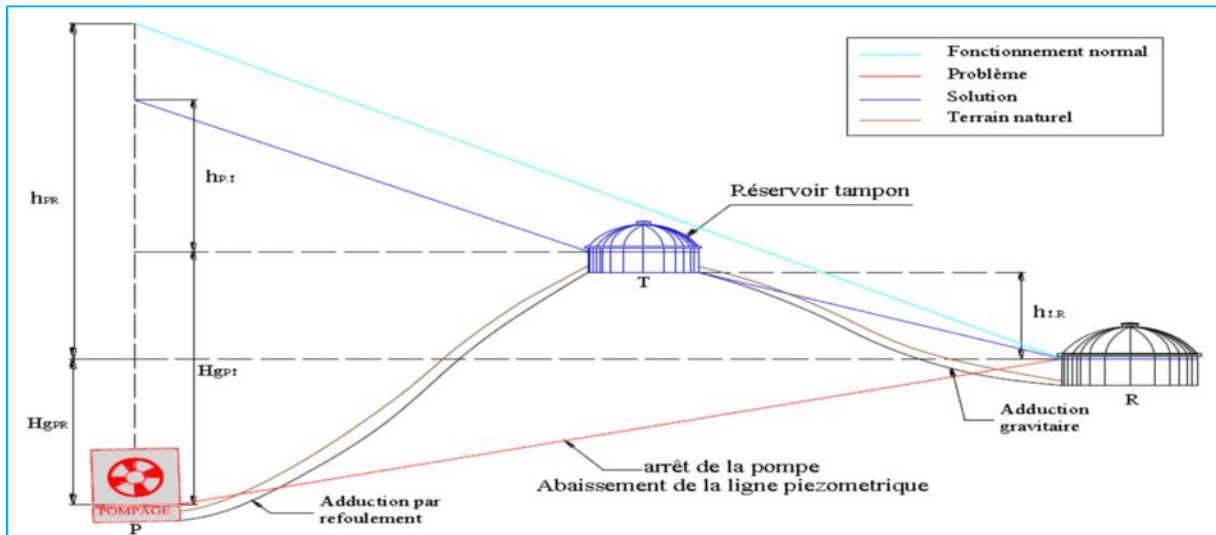


Figure IV-2: problème d'écèlement (implosion de la conduite).

6 Équipement du réservoir : [3]

Il est utile de prévoir la plupart des équipements dans une chambre de manœuvre accolée au réservoir.

Les réservoirs de forme circulaire sont équipés convenablement au point de vue tuyauterie et robinetterie à savoir :

6.1 Conduite d'arrivée ou d'alimentation :

Au niveau de toutes les cuves de ces réservoirs, cette conduite arrive par le bas ou par le fond, ou en siphon noyé à l'opposé de la conduite de départ.

6.2 Conduite de départ ou de distribution :

Il a été constaté que le départ des conduites de distribution s'effectue à environ 20 cm au-dessus du radier en vue d'éviter d'introduire dans la distribution des boues ou des sables qui éventuellement pourraient se décanter dans la cuve.

6.3 Conduite de trop-plein :

Les conduites de trop plein sont de type horizontal à l'exception des réservoirs de volume important. Vu la consommation importante, cette conduite fonctionne rarement et déverse vers le milieu naturel.

6.4 Conduite de vidange :

Chaque réservoir est dotée d'une conduite de vidange munie d'un robinet vanne. Nous avons pu constater que cette conduite est raccordée à la conduite de trop plein et déverse vers le milieu naturel.

6.5 Conduite by-pass :

Cette conduite existe au niveau de tous les réservoirs unique. C'est pour assurer la continuité de la distribution en cas d'éventuelles opérations effectuées au niveau des cuves.

6.6 Matérialisation de la réserve d'incendie :

Le système à deux prises est couramment rencontré dans la plus part des réservoirs. C'est le système le plus pratique. Quelques réservoirs sont dotés du système à siphon.

Voir la Figure IV.3.

7 Hygiène et sécurité

Certaines normes d'hygiène et de sécurité sont exigées dans les réservoirs afin de protéger l'eau qu'ils contiennent de toute pollution d'origine extérieure, par conséquent, les réservoirs doivent :

- ❖ Comporter une couverture qui protège l'eau contre les variations de température et l'introduction des corps étrangers ;
- ❖ Avoir un périmètre de protection afin d'éviter tout rapprochements d'animaux ou d'individus étrangers (sauf le personnel) ;
- ❖ Etre éclairés en laissant quelques ouvertures munies d'épaisses plaques de verre ;
- ❖ Avoir les robinets de puisage, et cela pour faciliter l'exécution des prélèvements pour le contrôle de l'eau ;
- ❖ De procéder à un nettoyage au moins annuel du réservoir ;
- ❖ Avoir les robinets de puisard pour faciliter le contrôle de l'eau.
- ❖ Etre aérés par les orifices de grillage.

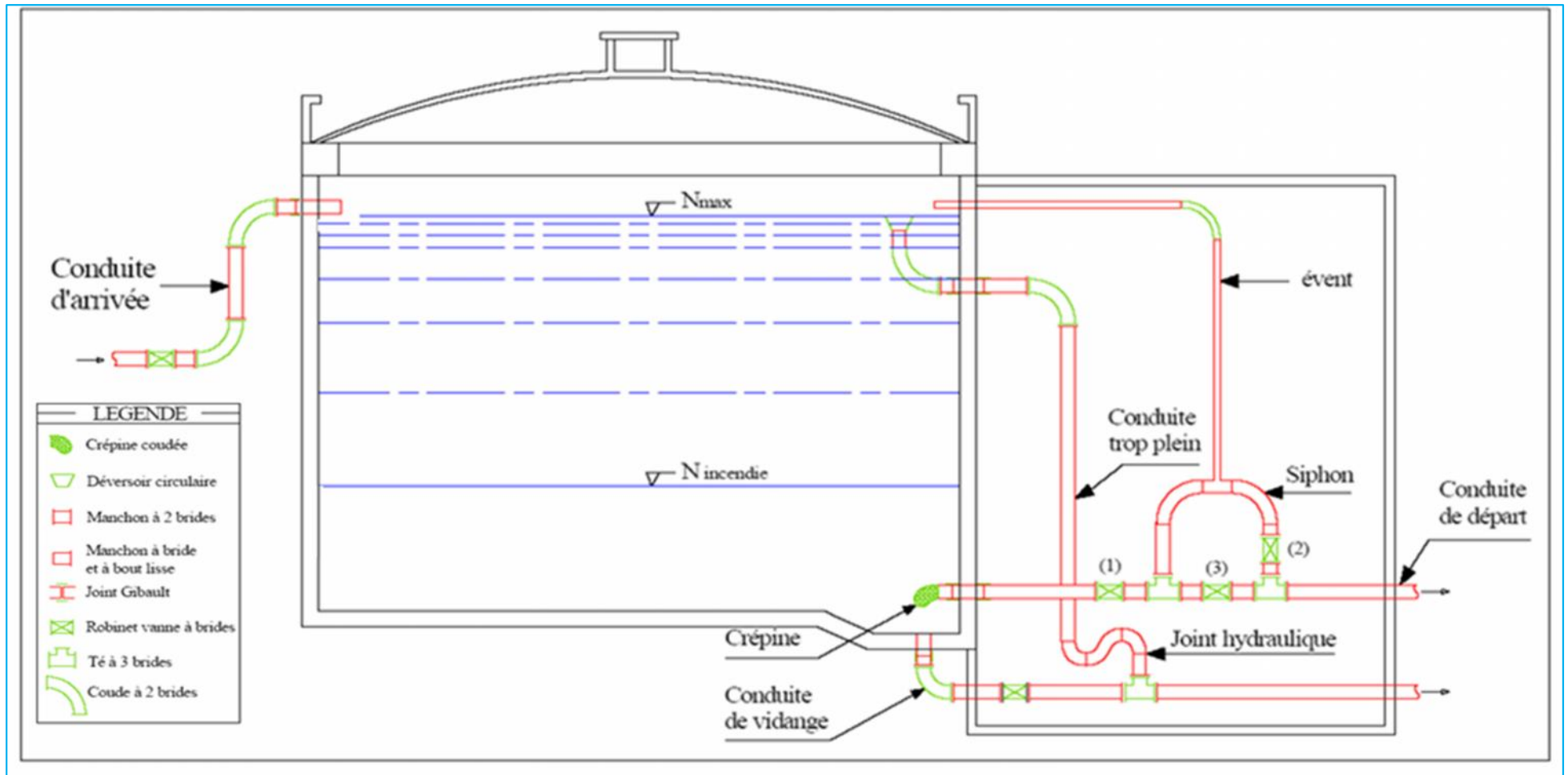


Figure IV.3 : Schéma d'un réservoir.

8 Calcul des capacités des réservoirs

Le plus souvent, un réservoir est calculé pour satisfaire les variations journalières du débit consommé, en tenant compte, bien entendu du jour de plus. Forte consommation. La capacité du réservoir est déterminée en fonction du débit d'apport et celui de sortie augmenté éventuellement de la réserve incendie. Deux méthodes peuvent être appliquées pour la déterminer :

- La méthode graphique
- La méthode analytique

8.1 Méthode graphique

Cette méthode est basée sur le traçage des courbes de la consommation totale déduite à partir des coefficients de variation horaire de la consommation, et la courbe d'apport du débit pompe en fonction de la durée de pompage. La capacité est déduite à partir des extrêmes de la consommation vis-à-vis de celle des apports.

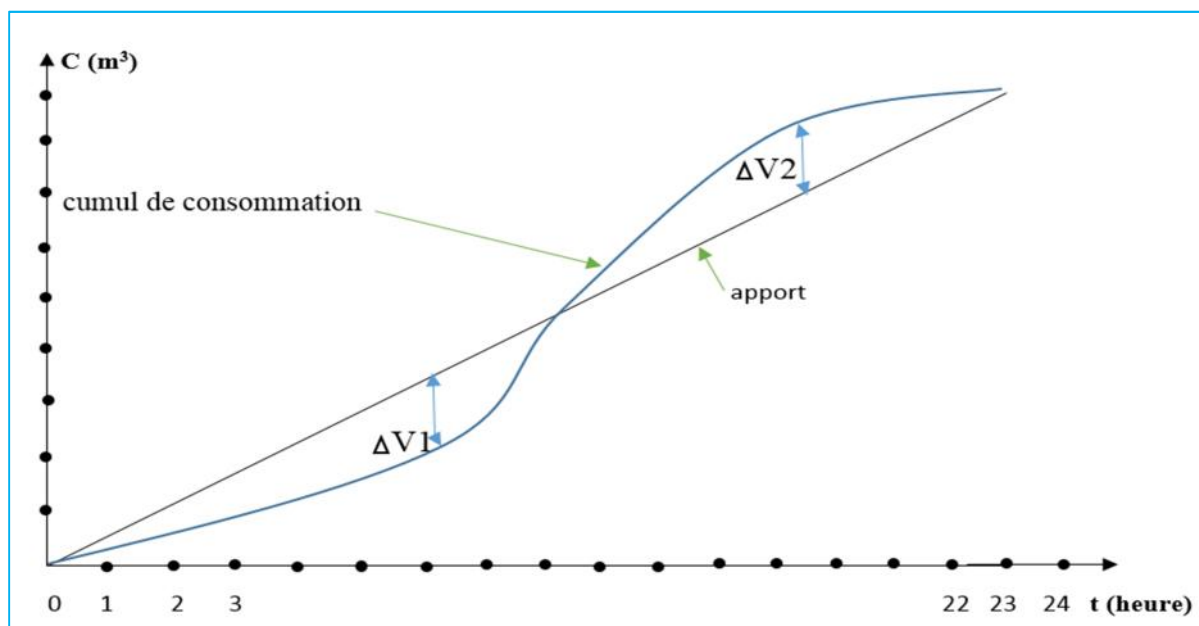


Figure IV.4 : La courbe d'apport et la courbe de consommation totale.

Le volume V est déterminé avec la formule suivante :

$$V = | V1 | + | V2 | \text{ (m}^3\text{)}$$

Dont le volume total sera :

$$V_t = V + V_{inc.}$$

8.2 La méthode analytique

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

Le volume qui ressort de ce calcul est comme suit :

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

V_r : capacité résiduelle (m3),

a : fraction horaire du débit maximum journalier (%).

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

Et le volume total sera :

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

V_T : capacité totale du réservoir (m3).

V_{inc} : volume d'incendie estimé à 120 m3.

➤ Détermination de résidu maximum dans les réservoirs :

Pour dimensionner un réservoir, on est appelé à déterminer le résidu maximal. Souvent celui-ci peut être localisé aux environs des heures de pointe où la consommation est élevée. La variation entre le débit entrant et le débit à distribuer peut nous permettre sa localisation. Donc si la différence de débit entrant au réservoir est supérieure à celui qui sort de ce dernier cela indique qu'il y a un surplus ; et dans le cas contraire, on aura un déficit.

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

La méthode analytique consiste à calculer la capacité de stockage du réservoir analytiquement, pour notre cas nous avons :

- ❖ réservoir tampon
- ❖ réservoir d'alimentation

8.2.1 La capacité du réservoir tampon

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

Le réservoir tampon joue le rôle de mise en charge, qui sert à transiter le débit refoulé .La capacité du réservoir peut être calculée d'après le temps de fermeture de la vanne située à l'entrée.

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

$$V_{RT} = V_R + V_S + V_L$$

Avec:

$$Q = Q_0 - [Q_0 \times \frac{t}{T}] = Q_0 \times (1 - \frac{t}{T}) \dots\dots\dots (1)$$

Et le volume dV du réservoir sera :

$$dV = Q_0 \times (1 - \frac{t}{T}) dt \dots\dots\dots (2)$$

$$V = Q_0 \times \int_0^T (1 - \frac{t}{T}) dt = \frac{Q_0 T}{2} \dots\dots\dots (3)$$

$$V_s = \frac{Q_0 T}{2}$$

V_s : Le volume de sécurité

Q_0 : le débit transité dans la conduite.

$T = 900$ s

$$V_s = \frac{Q_0 T}{2} = \frac{0,3097 \times 900}{2} = 139.37 \text{ m}^3$$

V_r : volume résiduel

$T = 2700$ s

$$V_r = \frac{Q_0 T}{4} = \frac{0,3097 \times 2700}{4} = 209.05 \text{ m}^3$$

$$V = V_r + V_s = 139,37 + 209,05 = 348,42 \text{ m}^3$$

Ce volume doit être normalisé. On prend un volume de 500 m³.

- **Diamètre de la cuve**

Pour ces réservoirs, la forme qu'on doit choisir est la forme circulaire. Qui sont posés sur terre. On propose une hauteur de la cuve de 3 m

$$V = \frac{\pi}{4} \times D^2 \times h$$

On tire $D = 14,57 \text{ m}$

On le normalise, on pose $D = 15 \text{ m}$.

V_L : volume nécessaire au signal d'alarme

$$V_L = S \times h$$

$$h = 10 \text{ cm} = 0,1 \text{ m} \quad S = 176,63 \text{ m}^2$$

$$V_L = 0,1 \times 176,63 = 17,66 \text{ m}^3$$

$$V_{RT} = 348,42 + 17,66 = 366,08 \text{ m}^3$$

- **Réévaluation de la hauteur d'eau**

On recalcule la nouvelle hauteur de remplissage :

$$h = V / S \quad \text{avec : } S : \text{Section circulaire.}$$

On trouve $h = 2,07 \text{ m}$.

- **La hauteur H du réservoir**

La hauteur du réservoir est calculée moyennant la formule : $H = h + R$

R : étant la hauteur réservée pour le matelas d'air on prend $R = 0,93 \text{ m}$

$$\text{Donc } H = 2,07 + 0,93 = 3 \text{ m}$$

Alors : $V_{RT} = 500 \text{ m}^3$ (volume normaliser)

Par sécurité, la capacité de réservoir tampon sera 500 m^3 pour normalisé et tenir compte du temps qui s'écoulera nécessairement entre l'arrêt de groupes et le commencement de la fermeture de la vanne.

8.2.2 Les capacités des réservoirs d'alimentation et les bâches de reprise

8.2.2.1 Les bâches de reprise pour différentes stations de pompage

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

Le volume de la bache de reprise est:

$$V_{\text{bache}} = V_R + V_S + V_L$$

V_S : Le volume de sécurité

V_R : volume résiduel

V_L : volume nécessaire au signal d'alarme

➤ Bâche de SP1

La bache de reprise elle est alimentée par une conduite gravitaire qui provient du réservoir d'eau traitée (El Agrêm). Le volume de la bache est le suivant :

$$V_{\text{bache}} = V_R + V_S + V_L$$

V_S : Le volume de sécurité

Q_o : débit transite (m^3/s)

$$T = 900 \text{ s} \quad Q_o = 0,352 \text{ (m}^3/\text{s)}$$

$$V_S = \frac{Q_o T}{2} = \frac{0,352 \times 900}{2} = 158.4 \text{ m}^3$$

V_R : volume résiduel

$$T = 2700 \text{ s}$$

$$V_R = \frac{Q_o T}{4} = \frac{0,352 \times 2700}{4} = 237.6 \text{ m}^3$$

$$V = V_r + V_s = 158,4 + 237,6 = 396 \text{ m}^3$$

Ce volume doit être normalisé. On prend un volume de 500 m^3 .

- **Diamètre de la cuve**

Pour La bâche, la forme qu'on doit choisir est la forme circulaire. Qui sont posés sur terre. On propose une hauteur de la cuve de 3 m

$$V = \frac{\pi}{4} \times D^2 \times h$$

On tire $D = 14,57$ m

On le normalise, on pose $D = 15$ m.

V_L : volume nécessaire au signal d'alarme

$$V_L = S \cdot h \quad h = 10 \text{ cm} = 0,1 \text{ m} \quad S = 176,63 \text{ m}^2$$

$$V_L = 0,1 \cdot 176,63 = 17,66 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{bâche}} = 396 + 17,66 = 413,66 \text{ m}^3$$

- **Révaluation de la hauteur d'eau**

On recalcule la nouvelle hauteur de remplissage :

$h = V / S$ avec : S : Section circulaire.

On trouve $h = 2,34$ m.

- **La hauteur H du Bâche**

La hauteur du réservoir est calculée moyennant la formule : $H = h + R$

R : étant la hauteur réservée pour le matelas d'air on prend $R = 0,66$ m

Donc $H = 2,34 + 0,66 = 3$ m

➤ **Bâche de SP2**

Le volume de la bâche est le suivant :

$$V_{\text{bâche}} = V_R + V_S + V_L$$

V_s : Le volume de sécurité

Q_o : débit transite (m^3/s)

$$T = 900 \text{ s} \quad Q_o = 0,422 \text{ (m}^3/\text{s)}$$

$$V_s = \frac{Q_0 T}{2} = \frac{0,422 \times 900}{2} = 189,9 \text{ m}^3$$

V_R : volume résiduel

$$T = 2700 \text{ s}$$

$$V_R = \frac{Q_0 T}{4} = \frac{0,422 \times 2700}{4} = 284,85 \text{ m}^3$$

$$V = V_r + V_s = 189,9 + 284,85 = 474,75 \text{ m}^3$$

Ce volume doit être normalisé. On prend un volume de 500 m^3 .

- **Diamètre de la cuve**

Pour La bâche, la forme qu'on doit choisir est la forme circulaire. Qui sont posés sur terre. On propose une hauteur de la cuve de 3 m

$$V = \frac{\pi}{4} \times D^2 \times h$$

On tire $D = 14,57 \text{ m}$

On le normalise, on pose $D = 15 \text{ m}$.

V_L : volume nécessaire au signal d'alarme

$$V_L = S \times h \quad h = 10 \text{ cm} = 0,1 \text{ m} \quad S = 176,63 \text{ m}^2$$

$$V_L = 0,1 \times 176,63 = 17,66 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{bâche}} = 474,75 + 17,66 = 492,41 \text{ m}^3$$

- **Réévaluation de la hauteur d'eau**

On recalcule la nouvelle hauteur de remplissage :

$$h = V / S \quad \text{avec : } S : \text{Section circulaire.}$$

On trouve $h = 2,78 \text{ m}$.

- **La hauteur H du Bâche**

La hauteur du réservoir est calculée moyennant la formule : $H = h + R$

R : étant la hauteur réservée pour le matelas d'air on prend $R = 0,22 \text{ m}$

$$\text{Donc } H = 2,78 + 0,22 = 3 \text{ m}$$

8.2.2.2 Les capacités des réservoirs d'alimentation

❖ Réservoir de stockage d'eau traitée (El Agrêm)

Le réservoir de stockage d'eau traitée est le réservoir qui reçoit l'eau venant de la station de traitement soit par refoulement soit gravitaire avant d'être refoulée vers les réservoirs d'alimentation. Ce dernier est existant dans notre cas et aux les caractéristiques suivantes capacités totale de $2*2500 \text{ m}^3$. De type circulaire avec une hauteur $H=6 \text{ m}$

❖ les réservoirs d'alimentation

Remarque : Les réservoirs de tleta, bazoul alimenté par refoulement et Le réservoir de taher alimenté gravitaire ment

a) Calcul de la capacité du réservoir du réservoir tleta

Tableau IV-1 : Evaluation du volume résiduel du réservoir tleta

Heure	Refoulement d'eau en %	Consommation d'eau en %	Arrivée d'eau au réservoir	Départ d'eau du réservoir	Reste dans le réservoir
0-1	5	1	4	--	13
1-2	5	1	4	--	17
2-3	5	1	4	--	21
3-4	5	1	4	--	25
4-5	5	2	3	--	28
5-6	5	3	2	--	30
6-7	5	5	0	0	30
7-8	5	6.5	--	1.5	28.5
8-9	5	6.5	--	1.5	27
9-10	5	5.5	--	0.5	26.5
10-11	5	4.5	0.5	--	27
11-12	5	5.5	--	0.5	26.5
12-13	5	7	--	2	24.5
13-14	5	7	--	2	22.5
14-15	5	5.5	--	0.5	22
15-16	5	4.5	0.5	--	22.5
16-17	5	5	0	0	22.5
17-18	0	6.5	--	6.5	16
18-19	0	6.5	--	6.5	9.5
19-20	0	5	--	5	4.5
20-21	0	4.5	--	4.5	0
21-22	5	3	2	--	2
22-23	5	2	3	--	5
23-24	5	1	4	--	9
Total	100%	100%	--	--	--

$$\text{Avec : } Vr = \frac{a * Q_{\max,j}}{100} \quad (\text{m}^3)$$

V_r : volume résiduel (m^3),

a : fraction horaire du débit maximum journalier (%).

$Q_{\max,j}$: La consommation maximale journalière (m^3/j).

$$\text{Le volume résiduel sera : } Vr = \frac{30 * 2217.38}{100} \Rightarrow Vr = 665,2 \text{ m}^3$$

On préconise un volume de 120 m^3 comme réserve d'incendie

Donc le volume total du réservoir sera :

$$Vt = 665,2 + 120 = 785,2 \text{ m}^3$$

Ce volume doit être normalisé. On prend un volume de 1000 m^3 .

Le réservoir existant de tleta qui a une capacité de 1000 m^3 est donc suffisante pour satisfaire les besoins de cette agglomération à l'horizon 2040.

b) Calcul de la capacité du réservoir du réservoir bazoul

Tableau IV-2 : Evaluation du volume résiduel du réservoir bazoul

Heure	Refolement d'eau en %	Consommation d'eau en %	Arrivée d'eau au réservoir	Départ d'eau du réservoir	Reste dans le réservoir
0-1	5	1.5	3.5	--	12
1-2	5	1.5	3.5	--	15.5
2-3	5	1.5	3.5	--	19
3-4	5	1.5	3.5	--	22.5
4-5	5	2.5	2.5	--	25
5-6	5	3.5	1.5	--	26.5
6-7	5	4.5	0.5	--	27
7-8	5	5.5	--	0.5	26.5
8-9	5	6.25	--	1.25	25.25
9-10	5	6.25	--	1.25	24
10-11	5	6.25	--	1.25	22.75
11-12	5	6.25	--	1.25	21.5
12-13	5	5	--	0	21.5
13-14	5	5	--	0	21.5
14-15	5	5.5	--	0.5	21
15-16	5	6	--	1	20
16-17	5	6	--	1	19
17-18	0	5.5	--	5.5	13.5
18-19	0	5	--	5	8.5
19-20	0	4.5	--	4.5	4
20-21	0	4	--	4	0
21-22	5	3	2	--	2
22-23	5	2	3	--	5
23-24	5	1.5	3.5	--	8.5
Total	100%	100%	--	--	--

$$\text{Avec : } Vr = \frac{a * Q_{\max,j}}{100} \quad (\text{m}^3)$$

V_r : volume résiduel (m^3),

a : fraction horaire du débit maximum journalier (%).

$Q_{\max,j}$: La consommation maximale journalière (m^3/j).

$$\text{Le volume résiduel sera : } Vr = \frac{27 * 4235.71}{100} \Rightarrow Vr = 1143,64 \text{ m}^3$$

On préconise un volume de 120 m^3 comme réserve d'incendie

Donc le volume total du réservoir sera :

$$V_t = 1143,64 + 120 = 1263,64 \text{ m}^3$$

Ce volume doit être normalisé. On prend un volume de 1500m³.

Le réservoir existant de bazoul qui a une capacité de 2500 m³ est donc suffisante pour satisfaire les besoins de cette agglomération à l'horizon 2040.

c) Calcul de la capacité du réservoir du réservoir taher

Si l'on dispose d'un débit limité constante à une cote supérieure à celle du réservoir, on peut avoir intérêt à effectuer une alimentation discontinue, afin de diminuer le volume du réservoir pour que le débit horaire disponible Q_a soit supérieur au débit moyen horaire Q_{moyh} de la journée.

Il est bien évident que si $Q_a > Q_{moyh}$, le débit d'alimentation peut à chaque instant satisfaire la demande et le réservoir est inutile.

Le problème de la capacité utile du réservoir se pose donc lorsque :

$$Q_{moyh} < Q_a < K_p Q_{moyh}$$

Dans ce cas le défaut d'alimentation le plus important se situe lors de la pointe où la consommation peut atteindre ($K_p Q_{moyh}$). Il faudra fournir en plus de l'alimentation à débit constant Q_a un volume d'eau égale à : $N \cdot (K_p Q_{moyh} - Q_a)$

N : nombre d'heures de la pointe ($N=1h$)

$$K_p = \frac{Q_{maxh}}{Q_{moyh}} = \frac{1979,83}{1586,4} = 1,25$$

$$Q_a = Q_{moyh} = \frac{Q_{maxj}}{24} = \frac{38073,67}{24} = 1586,4 \text{ m}^3/\text{h}$$

Alors : $V_r = 12 \cdot Q_a + N \cdot (K_p Q_{moyh} - Q_a)$

$$= 12 \cdot 1586,4 + 396,6 = 19433,4 \text{ m}^3.$$

Donc le volume total sera : $V_T = V_r + V_{inc}$

$$V_T = 19433,4 + 120 = 19553,4 \text{ m}^3.$$

Le volume normalisé sera : **20000** m³.

La capacité totale du stockage existe est de 12500 m^3 . On observe donc un déficit qui sera comblé par la projection d'un réservoir surélevé de capacité 7500 m^3 .

❖ Dimensions du réservoir

- **Diamètre de la cuve**

Pour ces réservoirs, la forme qu'on doit choisir est la forme circulaire. Qui sont posés sur terre. On propose une hauteur de la cuve de 6 m

$$V = \frac{\pi}{4} \times D^2 \times h$$

On tire $D = 39,9 \text{ m}$

On le normalise, on pose $D = 40 \text{ m}$.

- **Réévaluation de la hauteur d'eau**

On recalcule la nouvelle hauteur de remplissage :

$h = V/S$ avec : S : Section circulaire.

On trouve $h = 5,97 \text{ m}$

- **La hauteur H du réservoir**

La hauteur du réservoir est calculé moyennant la formule : $H = h + R$

R : étant la hauteur réservée pour le matelas d'air on prend $R = 0,53 \text{ m}$

Donc $H = 5,97 + 0,53 = 6,5 \text{ m}$.

9 Les dimensions des différents réservoirs sont portées dans le tableau suivant :

Les dimensions de réservoir tampon sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau IV-3 : Tableau donnant les dimensions des réservoirs tampon

Réservoir	Volume (m ³)	D (m)	S (m ²)	h (m)	R (m)	H (m)
R .Tampon 1	500	15	176.63	5,97	0,93	3

Les dimensions de réservoir (taher) projeté sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau IV-4 : Tableau donnant les dimensions des réservoirs d'alimentation

Réservoirs	Volume normalise (m ³)	D (m)	S (m ²)	h (m)	R (m)	H (m)
Taher	7500	40	1256	5,97	0,53	6.5

Les dimensions des bâches de reprise sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau IV-5 : Tableau donnant les dimensions des bâches de reprise

Bâche de reprise	Volume (m ³)	D (m)	S (m ²)	h (m)	R (m)	H (m)
SP 1	500	15	176.63	2.34	0.66	3
SP 2	500	15	176.63	2.78	0.22	3

Conclusion :

Les capacités des réservoirs déterminés précédemment garantiront l'alimentation en eau potable des localités. L'acheminement de l'eau jusqu'à ces réservoirs s'effectuera par l'intermédiaire de deux stations de pompage et un réservoir tampon, ainsi dimensionnées et moyennant des conduites d'adduction mixte (refoulement-gravitaire).

Le réservoir projeté sera de type semi enterré, leur emplacement est dicté par la topographie et par la configuration du réseau de distribution

Chapitre V

Protection des
conduites contre le
coup de belier

Introduction:

Toute conduite d'adduction est soumise au phénomène du coup de bélier dont la brutalité est susceptible d'entamer les ruptures de tuyaux surtout dans le cas d'un terrain accidenté où une protection doit être effectuée.

Dans le cadre de ce chapitre, Nous allons étudier d'une manière succincte ces phénomènes, le comportement physique d'un coup de bélier, les risques qu'il présente et les moyens de protection et enfin un dimensionnement du réservoir d'air, cette protection résultera une économie dans la construction à long terme.

1 Protection des conduites contre le coup de bélier**1.1 Définition**

Le coup de bélier est une onde de pression, positive ou négative, provoquée par une variation du régime hydraulique, se propageant dans le milieu constitué par l'eau et par la conduite qui la contient. Cette onde est caractérisée par une vitesse de propagation ou célérité, Elle se réfléchit sur les obstacles et en particulier sur les extrémités de la conduite.

1.2 Causes du coup de bélier :

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

- L'ouverture ou la fermeture instantanée ou trop rapide, qu'elles soient accidentelles ou non d'une vanne de sectionnement dans des canalisations en charge.
- La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement.
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
- La modification de la vitesse d'une pompe.
- Variation rapide du niveau d'eau dans le réservoir.
- Vague à l'intérieur d'un réservoir.
- Vibration des roues des pompes.
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage est cependant la cause la plus répandue du coup de bélier.

1.3 Amplitude des coups de bélier :

L'amplitude maximale des coups de bélier H , en absence de protection, est donnée par la formule d'Allievi (comptée à partir du niveau statique) :

$$h = c \times \frac{V_o}{g} \dots\dots\dots(V.1)$$

Avec

c : célérité des ondes ;

V_o : variation de vitesse ;

h : surpression en mce ;

g : accélération de la pesanteur = 9,81 m/s².

La valeur maximale des coups de bélier est ainsi directement proportionnelle, d'une part à la variation de vitesse et d'autre part à la célérité des ondes (elles-mêmes dépendantes du type de matériaux de la conduite). Par ailleurs, plus la conduite est longue, plus celle-ci sera sensible au coup de bélier.

Dans le cas de manœuvre lente ($T > 2 L/c$), l'amplitude des coups de bélier est toujours proportionnelle à la variation de vitesse, mais inversement proportionnelle au temps de coupure du débit (ou au temps de manœuvre des équipements).

D'une manière générale, plus la vitesse d'écoulement est faible moins le coup de bélier est important.

1.4 Risques dus aux coups de bélier :

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

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

1.4.1 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 conduites il y a risques de rupture de ces derniers et d'importants dégâts au niveau des raccordements (déboîtement) ou encore la détérioration des accessoires (compteurs, manomètres...)

1.4.2 Cas de dépression :

Une autre conséquence des coups de bélier peut être l'apparition d'une pression relative négative. Si cette pression devient inférieure à certaine valeur, il se produit une poche de cavitation. Si le profil en long de la canalisation est défavorable, c'est à dire si la poche de vapeur peut se former sur une grande distance, la canalisation peut être aplatie par implosion et les joints peuvent être aspirés.

Une autre conséquence de la cavitation est la détérioration de l'enduit intérieur du tuyau, mais le risque le plus grave est celui d'éclatement de la conduite lors du retour à des pressions positives: les pressions obtenues à ce moment sont en effet souvent très importantes.

1.4.3 Fatigue de la canalisation :

Comme autre conséquence des coups de bélier, on peut citer la fatigue qu'entraîne pour le matériau une alternance rapide de fortes et de faibles pressions même si chaque onde de surpression n'est pas suffisante en elle-même pour créer la rupture.

Il est donc de toute première importance d'étudier des moyens appropriés, limiter ses effets puisqu'il en résultera une économie dans la construction des conduites, lesquels sont calculés notamment, pour résister à une pression intérieure donnée.

1.5 Interprétation physique du coup de bélier : [6]

En fonctionnement permanent, le débit est établi à la valeur Q_{V0} . Supposons que ce débit ne soit brusquement plus fourni (temps $t = 0$), suite à une disjonction du moteur électrique de la pompe analysons ce qui se passe :

La première phase :

L'eau poursuit son ascension, mais la conduite n'est plus alimentée, il va donc se produire à partir de la pompe une dépression, de tranche en tranche l'eau se déprime et la conduite se contracte successivement par diminution élastique de son diamètre L'onde de

dépression se propage jusqu'au réservoir à la vitesse a . Le temps mis par cette onde pour l'atteindre est (L/a) .

Au bout de ce temps, la conduite est totalement en dépression et l'eau est immobile.

La deuxième phase :

La conduite étant déformée dans les limites élastiques, elle reprend son diamètre initial à partir du réservoir, les tranches successives de conduite se décontractent si bien que l'eau peut redescendre dans la conduite et au bout du temps L/a (c'est-à-dire $2L/a$ depuis l'origine), toute l'eau est redescendue mais va se trouver arrêtée par le clapet de protection de la pompe qui bien sûr s'est fermé.

La troisième phase :

La première tranche de fluide en contact avec le clapet va être comprimée par les tranches suivantes provoquant une dilatation de la conduite. Une onde de pression va parcourir la conduite dans le sens pompe-réservoir. Au bout du temps L/a (c'est-à-dire $3L/a$ depuis l'origine). Toute la conduite est dilatée avec l'eau immobile et sous pression.

La quatrième phase :

L'élasticité permet à la conduite de reprendre, de proche en proche du réservoir à la pompe, son diamètre initial, au bout du temps L/a (c'est-à-dire $4L/a$ depuis l'origine), nous nous trouvons dans la même situation qu'au moment de la disjonction du moteur de la pompe.

Le phénomène se reproduirait indéfiniment s'il n'était pas amorti par les pertes de charge régulières.

N.B : la première phase du phénomène transitoire dans une conduite gravitaire avec une vanne à l'extrémité commence à la troisième phase du phénomène transitoire des conduites de refoulement.

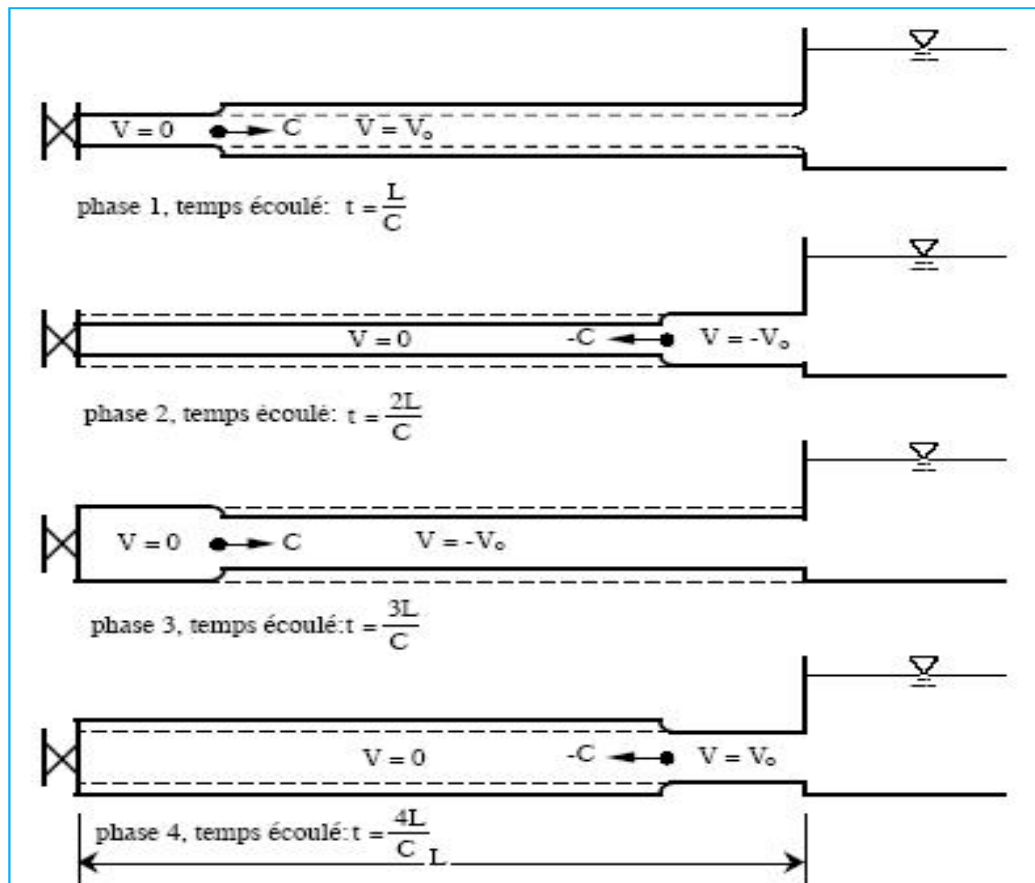


Figure V.1 : Étapes d'un cycle de variation de pression.

1.6 Protection de la conduite de refoulement contre le coup de béliér :

Il existe différents moyens de protection des installations contre le coup de béliér :

1.6.1 Réservoirs d'air :

L'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station immédiatement à l'aval du clapet. Cette capacité contient de l'eau et de l'air.

Ce dispositif est le plus simple et protégera les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions.

1.6.2 Cheminée d'équilibre :

À la place d'un réservoir d'air sous pression, il peut être établi, à la station de pompage, un réservoir à l'air libre appelé cheminée d'équilibre. Cette cheminée jouera le même rôle que ce premier mais, dans le cas de hauteur de refoulement même moyenne, on arrive rapidement à des ouvrages d'art de hauteurs importantes.

1.6.3 Soupape de décharge :

Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement, qui, par sa compression, obture, en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est-à-dire où la surpression à craindre est maximale et libre, le cas échéant, le débit de retour de conduite correspondant à la valeur de la surpression admissible. Il y a lieu de prévoir l'évacuation vers l'extérieur, de l'eau ainsi libérée.

1.6.4 Volant d'inertie :

Calé sur l'arbre du groupe, il constitue un moyen assurant l'alimentation de veine liquide, malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale. Le volant la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier. Au démarrage, le groupe électropompe, avec le volant d'inertie, consomme plus d'énergie.

Tableau V.1 : les avantages et les inconvénients des dispositifs de protection.

Appareils	Avantages	Inconvénients	Observations
Soupape de décharge	<ul style="list-style-type: none"> - Coût limité - Entretien et réglage facile - Ne consomme pas d'énergie - Indépendant d'une installation électrique 	<ul style="list-style-type: none"> - Nécessite un entretien et un contrôle attentifs (ressort). - Pertes considérables d'eau pendant le fonctionnement 	Utilisé comme protection contre la surpression
Cheminée d'équilibre	<ul style="list-style-type: none"> - Pas de pertes d'eau; - Bon fonctionnement (ne comporte pas d'organes mécaniques susceptibles de fonctionnement défectueux). - Importante durée de vie ; - Indépendante d'une installation électrique. 	<ul style="list-style-type: none"> - Possibilités d'installation limitées. - Ouvrage coûteux (hauteur généralement très développée). 	Utilisé comme protection et pour la dépression et pour la surpression
Réservoir d'air	<ul style="list-style-type: none"> - Bon fonctionnement ; - Bonne sécurité ; - Pas de pertes d'eau. 	<ul style="list-style-type: none"> - Coût élevé. - Entretien et réglage compliqués qui exige du personnel qualifié. 	Utilisé comme protection contre la dépression et la surpression
Volant d'inertie	<ul style="list-style-type: none"> - Dispositif économique - Intéressant sur les installations qui ne s'arrêtent pas trop souvent. 	<ul style="list-style-type: none"> - Consommation d'énergie supplémentaire. - Protection limitée par la puissance du moteur et les caractéristiques de démarrage. - Inapproprié dans les stations forte fréquence de démarrage. 	Utilisé comme protection contre les dépressions

Parmi tous ces antis bélier, on a remarqué que le réservoir d'air à anti bélier est le meilleur, grâce à quelques avantages qu'il présente :

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

2 Principe de fonctionnement du réservoir anti-bélier :

En fonctionnement normal la pression de la conduite s'équilibre avec celle de l'air dans le réservoir. A la fermeture brusque d'une vanne ou à l'occasion d'une disjonction électrique, il se crée alternativement une surpression et une dépression.

Au moment de dépression, la pression de l'air dans le réservoir chasse l'eau vers la conduite pour combler cette baisse de pression. Quand la vitesse devient nulle, l'onde revient en arrière, et la conduite reprend progressivement, par élasticité sa forme normale.

La première tranche arrêtée par le clapet, qui se trouve en principe fermé, sera comprimée par les tranches suivantes. Il se crée une surpression qui progresse du clapet vers le réservoir. Et le mouvement reprend encore.

Au moyen d'une tuyère (ou d'une diaphragme) disposé sur le tuyau de raccordement conduite- réservoir d'air, l'énergie de l'eau est dissipée par perte de charge et l'on obtient un amortissement par compression de l'air dans le réservoir.

En conséquence, il convient de bien dimensionné le réservoir d'air en fonction des caractéristiques hydraulique et technique de l'installation, tout en évitant les dépenses inutiles par un sur dimensionnement.

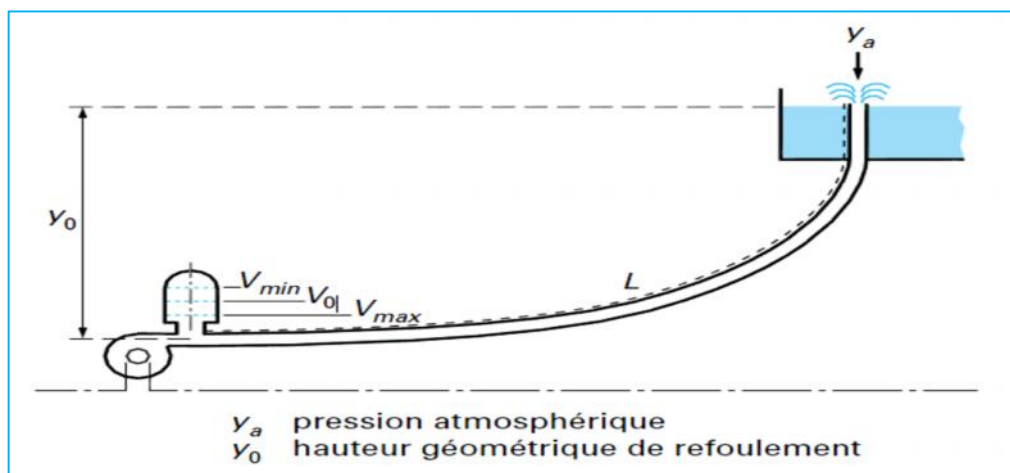


Figure V.2 : l'emplacement d'un réservoir anti bélier.

3 Calcul des réservoirs d'air :

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans les conduites de refoulement et le volume du réservoir d'air, et comme méthodes de calcul on distingue deux :

- Méthode de VIBERT donne de bons résultats pour les petites installations et risque de donner des volumes de réservoirs d'air, important dans le cas de grandes installations.
- Méthode de PEUH et MEUNIER.

On commence par le calcul la célérité d'onde à l'aide de la formule améliorée par Mr. SALAH B pour les conduites enterrées :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K \times 2 \times a \times (1 - \mu_m^2) \times (1 - \mu_s)}{(1 - \mu_m^2) \times a \times E_s + E_m \times e_m \times (1 - \mu_s)}}} \text{ (m/s) (V-2)}$$

Avec :

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

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

E_m : module de Young du matériau de la conduite ($E_m = 1 \times 10^{11}$ Pascal, pour la fonte) ;

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

μ_m : coefficient de poisson du matériau $\mu_m = 0,3$ (fonte) ;

μ_s : coefficient de poisson du sol entourant la conduite $\mu_s = 0,33$;

e_m : Epaisseur de la conduite (m) ;

a : rayon intérieur de la conduite (m) ;

C : célérité d'onde de choc (m/s).

$$C = \frac{\sqrt{\frac{2.07 \times 10^9}{1000}}}{\sqrt{1 + \frac{2.07 \times 10^9 \times 2 \times 0,3 \times (1 - 0,3^2) \times (1 - 0,33)}{(1 - 0,3^2) \times 0,3 \times 2 \times 10^8 + 1 \times 10^{11} \times 0,0099 \times (1 - 0,33)}}} = 1003,6 \text{ (m/s)}$$

$$C = \frac{\sqrt{\frac{2.07 \times 10^9}{1000}}}{\sqrt{1 + \frac{2.07 \times 10^9 \times 2 \times 0,1 \times (1 - 0,3^2) \times (1 - 0,33)}{(1 - 0,3^2) \times 0,1 \times 2 \times 10^8 + 1 \times 10^{11} \times 0,0064 \times (1 - 0,33)}}} = 1150,13 \text{ (m/s)}$$

La célérité d'onde dans DN600 (C = 1003,6 m/s) et pour le DN200 (C = 1150,13 m/s).

Pour la protection contre la dépression, on va calculer les volumes des réservoirs anti-bélier (réservoir d'air) par la méthode de PEUH et MEUNIER : [6]

Cette dernière utilise trois nombres adimensionnels qui sont :

K : caractérise les pertes de charge (dépend de la nature de la conduite) ;

A : caractérise la conduite de refoulement ;

B : caractérise le volume d'air du réservoir anti-bélier.

Où :

$$K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0} \dots\dots\dots (V-3)$$

$$A = \frac{a.V_0}{g.H_0} \dots\dots\dots (V-4)$$

$$B = \frac{V_0^2}{g.H_{abs}} \times \frac{L.S}{U_0} \dots\dots\dots (V-5)$$

V₀ : vitesse d'écoulement en régime permanent (m/s) ;

H₀ : pression statique absolue :

$$H_0 = H_g + 10 \text{ (m)} \dots\dots\dots (V-6)$$

H_{abs} : la pression de service absolue (m) :

$$H_{abs} = H_g + h + 10 = HMT + 10 \dots\dots\dots (V-7)$$

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

S : section de la conduite de refoulement (m²) ;

U₀ : volume d'air initial (m³) ;

a : célérité (C) en (m/s) ;

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

Ayant calculé K et A, nous superposerons la famille de courbe B au profil en long de la conduite, et nous choisirons la courbe qui laisse au moins une sécurité de 3m de pression absolue au-dessus du point le plus défavorable du profil, la valeur de B permettant de calculer U₀ sera ainsi déterminé (voir Figure V.2).

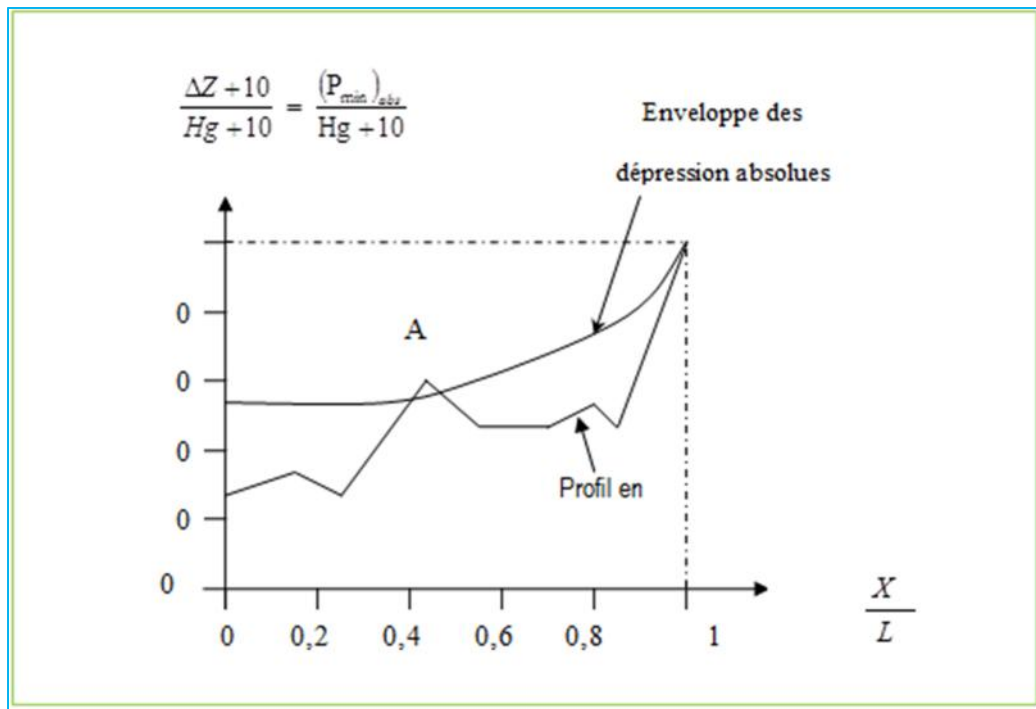


Figure V.3 : Profil en long et l’enveloppe des dépressions.

Le volume d’air en fonctionnement normal est donné par la relation suivante :

$$U_0 = \frac{V_0^2 \times L \times S}{g \times H_0 \times B} \dots\dots\dots (V-8)$$

Le volume d’air maximum est donné par la relation suivante

$$U_{max} = \left(\frac{H_{abs}}{P_{mini}}\right)^{1/1.2} \dots\dots\dots (V-9)$$

P_{mini} : pression minimale (m).

Nous considérons la famille des courbes B pour les valeurs K et A auxquelles nous allons superposer les profiles en long « absolus » de la conduite.

3.1 Caractéristiques des différents tronçons de l'adduction :

Les caractéristiques de l'adduction par refoulement sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.2 : Caractéristiques des différents tronçons de l'adduction :

Tronçon	Type de matériau	D (mm)	S (m2)	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
SP1-SP2	fonte	600	0,2826	1,49	4846	50
SP2- R.Tleta	fonte	600	0,2826	1,49	1957	28
R.Tleta- R.Bazoul	fonte	200	0,0314	0,93	2203	19

3.2 Détermination des valeurs A et K pour chaque tronçon :

Les valeurs de A et K sont données dans le tableau suivant :

Tableau V.3 : Détermination des valeurs A et K pour chaque tronçon.

tronçon	H ₀ (m)	H _{abs} (m)	V ₀ (m/s)	a (m/s)	g(m/s ²)	A _{cal}	A _{pris}	K _{cal}	K _{pris}
SP1-SP2	60	73,61	1,49	1003.6	9.81	2,54	2	0,23	0,2
SP2- R.Tleta	38	43,496	1,49	1003.6	9.81	4	4	0,14	0,1
R.Tleta- R.Bazoul	29	38,137	0,93	1150,13	9.81	3,76	4	0,32	0,4

3.3 Détermination de la famille de courbes B de chaque tronçon :

En basant sur les abaques de PUECH et MEUNIER (voir annexe II), les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau V.4 : Détermination du B pour le tronçon SP1-SP2 (Voir annexe II-1).

côte (m)	9	7,51	11,8	14,5	59
L (m)	0	1211,5	2423	3634,5	4846
Z	0	-1,49	2,8	5,5	50
(Z+10)/H ₀	0,17	0,14	0,21	0,26	1
X/L	0	0,25	0,5	0,75	1

Tableau V.5 : Détermination du B pour le tronçon: SP2- R.Tleta (Voir annexe II-2)

côte (m)	59	48	31,5	38	87
L (m)	0	489,25	978,5	1467,75	1957
Z	0	-11	-27,5	-21	28
(Z+10)/H ₀	0,26	-0,03	-0,46	-0,29	1
X/L	0	0,25	0,5	0,75	1

Tableau V.6 Détermination du B pour le tronçon: R.Tleta- R.Bazoul (Voir annexe II-3)

côte (m)	87	100	85	90	106
L (m)	0	550,75	1101,5	1652,25	2203
Z	0	13	-2	3	19
(Z+10)/H ₀	0,34	0,79	0,28	0,45	1
X/L	0	0,25	0,5	0,75	1

3.4 Calcul des volumes d’air :

Les volumes des réservoirs d’air sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.7 : Calcul des volumes d’air pour chaque tronçon.

Tronçon	B	P _{mini} /H ₀	P _{mini} (m)	U ₀ (m ³)	U _{max} (m ³)
SP1-SP2	2	0,31	18,6	2,58	3,15
SP2- R.Tleta	4	0,18	6,84	0,82	4,187
R.Tleta- R.Bazoul	0,2	0,76	22,04	1,05	1,579

Les volumes normalisés en litre des réservoirs d’air sont :

- Station du pompage (N°1) le volume normalise de réservoir d’air 4000 L
- Station du pompage (N°2) le volume normalise de réservoir d’air 2*3000 L.

Un exemple sur les caractéristiques et les dimensions des réservoirs d’air sont représentées dans le schéma suivant (catalogue fourni par CHARLATTE) :

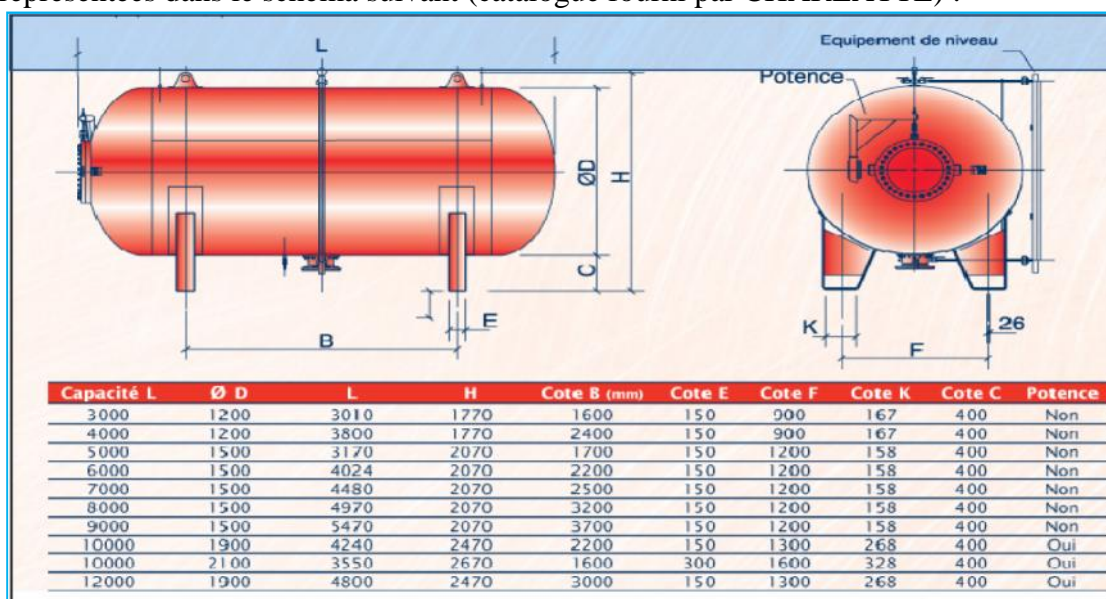


Figure V.4 : dimensions et caractéristiques d’un réservoir d’air (anti-bélier)

Remarque :

On a évité de prendre les volumes supérieurs à 4000 (l) pour des raisons de coût, de fonctionnalité (les réservoirs de grande capacité fonctionnent différemment à ceux de petite capacité), et à raison de sécurité (lors d'une panne dans un des réservoirs la conduite reste protégée partiellement par les autres réservoirs).

3.5 Installation du réservoir d'air :

Vu ses dimensions, le réservoir d'air sera installé à l'extérieur du bâtiment de la station de pompage afin de réduire l'encombrement à l'intérieur de la salle des machines et de gagner sur son génie civil.

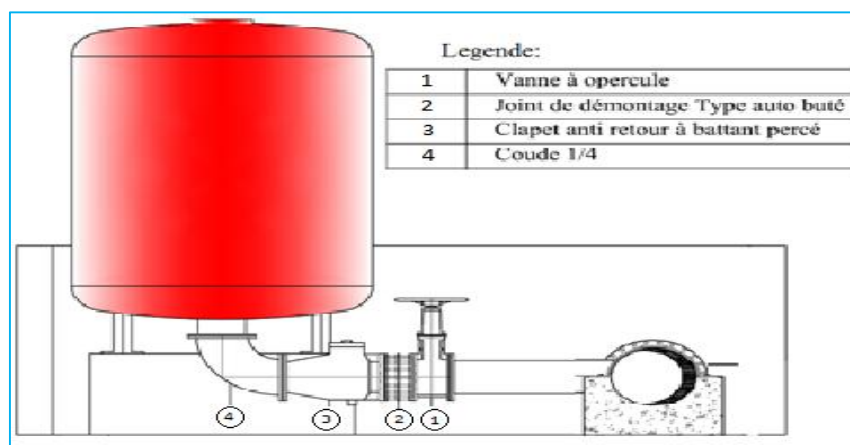


Figure V.5: Schéma d'installation du réservoir d'air.

4 Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier

L'étude de la fermeture de la vanne ou la loi de la fermeture de la vanne se fait pour protéger la conduite gravitaire contre le coup de bélier et ceci en évitant que la vanne se ferme avant que l'onde du choc se réfléchit.

Dans notre cas on a deux partie gravitaires, la première relie le Réservoir d'eau traitée (El Agrêm) au Bâche de SP1 à une dénivelé de 56 m et qui se compose de deux diamètres 500mm (L=1650 m) et 600 mm (L= 9896 m) et une deuxième partie reliant le Réservoir tampon1 au Réservoir de taher avec une dénivelé de 26 m et une succession de deux diamètres 400mm sur une longueur de L= 450 m et 450mm sur L=1442 m, sachant que la ligne statique s'élève de 50% ($h = c \times V_0/g$) de la charge disponible et dans les deux cas la ligne statique n'atteint pas les 10 bars et qui est inférieur à la pression maximale supportée par la fonte. De ce qui s'est passé on déduit que la conduite est en sécurité des effets néfastes du coup de bélier et on résulte qu'on n'a pas besoin d'une étude de protection.

Conclusion

À travers ce chapitre, nous avons cité les différents moyens de protection contre le phénomène du coup de bélier ainsi que les méthodes de calcul des réservoirs d'air, et nous avons déterminé :

Les volumes de ces réservoirs d'air qui doivent être installés juste à la sortie de chaque station de pompage.

Chapitre VI

Organisation de
chantier et sécurité du
travail

Introduction

Un chantier est défini par une installation permanente dans un lieu généralement ouvert, il dure le temps de la construction de l'ouvrage.

L'organisation d'un chantier est l'ensemble des dispositions envisagées pour l'exécution dans les meilleures conditions possibles d'un travail pour abaisser les coûts de productions en favorisant à l'homme et à la machine un contexte favorable de façon à accroître la productivité. Pour cela il faut :

- Comprendre afin de prévoir, d'organiser, de préparer avant d'agir
- Bien exécuter, ordonner et coordonner le programme d'action
- Contrôler pour savoir si nos prévisions étaient valables et que nous pouvons les exécuter pour les prochains chantiers

1 Différents travaux à entreprendre

1.1 Travaux concernant l'adduction

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

a) Exécution des tranchées

C'est une opération de terrassement (déblais) qui consiste à faire des excavations suivant un fruit de talus dans notre cas de 1/1. Ces excavations seront faites par une pelle hydraulique et le déblai sera posé sur un côté de la tranchée, l'autre côté étant réservé au bardage des conduites.

b) Construction des regards

Les regards constituent l'abri de certains accessoires de l'adduction à savoir les ventouses et les vannes de vidange, ils sont conçus en béton armé.

c) Pose du lit de sable :

Cette opération consiste à poser un lit de sable au fond de la tranchée, ce lit aura une épaisseur de 15 cm dans notre cas.

d) Pose des conduites

Après avoir mis en place le lit de sable, on procède à la pose des canalisations.

e) Epreuve de joint et de la canalisation

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement, on l'effectue à l'aide d'une pompe d'essai qui consiste au remplissage en eau de la conduite sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite lors du fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 minutes environ où la variation ne doit pas excéder 0.2 bar.

f) Remblayage des tranchées

C'est une opération de terrassement qui consiste à enterrer la conduite, en utilisant le remblai résultant de l'excavation.

g) Nivellement et compactage

Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite à compacter pour augmenter la densité des terres et éviter un tassement par la suite.

2 Calcul des volumes des travaux

2.1 Calcul des volumes des travaux de l'adduction

2.1.1 Déblais d'excavation de l'adduction principale

Le volume des déblais est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers (voir Figure VI.1).

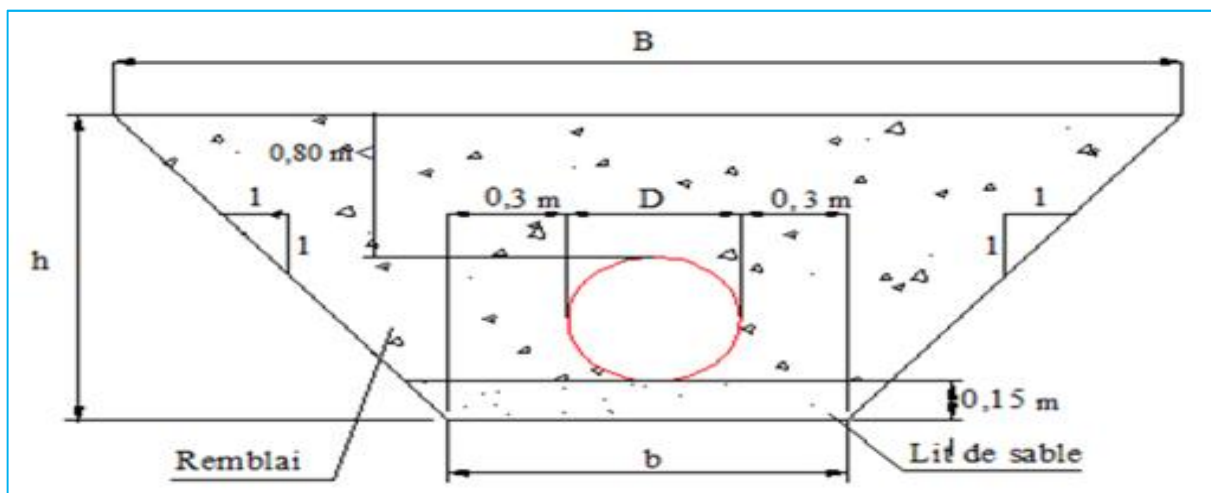


Figure VI.1 : Coupes en travers de la tranchée de la conduite

Sachant que :

$$S_{exc} = \frac{b + B}{2} * h \dots\dots\dots (VI.1)$$

S_{exc} : surface des déblais de chaque coupe;

b : petite base de la tranchée ;

B : grande base de la tranchée ;

h : profondeur de la tranchée ;

$$V_{exc} = S_{exc} * L \dots\dots\dots (VII.2)$$

V_{exc} : volume des déblais entre deux coupes consécutives;

L : distance entre deux coupes consécutives.

Tableau VI.1.: Calcul du volume des déblais de l'adduction principale

Tronçon	D (m)	b(m)	B (m)	h (m)	$S_{exc}(m^2)$	L (m)	$V_{exc} (m^3)$
Réservoir d'eau traitée (El Agrêm)-SP1	0,5	1,1	4,4	1,65	4,54	1650	7491
	0,6	1,2	4,7	1,75	5,16	9896	51063,36
SP1 – SP2	0,6	1,2	4,7	1,75	5,16	4846	25005,36
SP2- Réservoir Tleta	0,6	1,2	4,7	1,75	5,16	1957	10098,12
Reservoir Tleta – Reservoir Bazoul	0,2	0,8	3,5	1,35	2,9	2203	6388,7
Réservoir tampon 1 – Réservoir Taher	0,4	1	4,1	1,55	3,95	100	395
	0,45	1,05	4,25	1,6	4,24	1792	7598,08
Total							108039,62

Donc le volume total des déblais est de : 108039,62 m³

2.1.2 Lit de sable

Le long de l'adduction, la conduite doit être posée sur un lit de sable de 15 cm d'épaisseur (Voir figure VI.1)

$$V_s = b * e * L \dots\dots\dots (VI.3)$$

V_s : volume du lit de sable (m³) ;

E : épaisseur du lit de sable, e = 15 cm ;

L : longueur de la tranchée (m).

Les résultats de calcul du volume du lit de sable figurent dans le tableau VI.2.

Tableau VI.2 : Calcul du volume du lit de sable

Tronçon	b (m)	e (m)	L (m)	V (m ³)
Réservoir d'eau traitée (El Agrêm)-SP1	1,1	0,15	1650	272,25
	1,2	0,15	9896	1781,68
SP1 – SP2	1,2	0,15	4846	872,28
SP2- Réservoir (Tleta ou tampon 1)	1,2	0,15	1957	352,26
Reservoir Tleta – Reservoir Bazoul	0,8	0,15	2203	264,36
Réservoir tampon 1 – Réservoir Taher	1	0,15	100	15
	1,05	0,15	1792	282,24
			Total	3840,07

Donc le volume du lit de sable est : $V_s = 3840,07 \text{ m}^3$

2.1.3 Volume de la conduite

Après l'exécution des déblais de la tranchée et la mise en place du lit de sable, il y a lieu de poser la conduite dont la connaissance de la section est importante pour la détermination du volume des remblais.

$$S_c = \frac{f \cdot D^2}{4} \dots\dots\dots (VI.4)$$

S_c : section de la conduite (m²) ; D : diamètre de la conduite (m).

$$V_c = S_c \cdot L \dots\dots\dots (VI.5)$$

V_c : volume de la conduite (m³) ;

Les résultats de calcul du volume de la conduite figurent dans le tableau VI.3.

Tableau VI.3 : Calcul du volume de la conduite

Tronçon	D (m)	S _c (m ²)	L (m)	V _c (m ³)
Réservoir d'eau traitée (El Agrêm)-SP1	0,5	0,19625	1650	323,81
	0,6	0,2826	9896	2796,61
SP1 – SP2	0,6	0,2826	4846	1369,48
SP2- Réservoir (Tleta ou tampon 1)	0,6	0,2826	1957	553,05
Reservoir Tleta – Reservoir Bazoul	0,2	0,0314	2203	69,17
Réservoir tampon 1 – Réservoir Taher	0,4	0,1256	100	12,56
	0,45	0,15896	1792	284,86
			Total	5409,54

On prend le volume de la conduite : $V_c = 5409,54 \text{ m}^3$

2.1.4 Remblais compacté

Le volume des remblais sera le volume des déblais réduit du volume occupé par la conduite et du volume du lit de sable :

$$V_r = V_{exc} - V_s - V_c \dots\dots\dots (VI.6)$$

V_r : volume du remblai

V_{exc} : volume du déblai (volume excavé)

V_{cond} : volume occupé par la conduite.

V_s : volume du lit de sable.

$$A.N : V_r = 108039,62 - 3840,07 - 5409,54 \Rightarrow V_r = 98790 \text{ m}^3$$

Tableau VI.4: Volumes des travaux de transfert

N°	Designation	Unite	Quantité
1	Déblais	m ³	108039,62
2	Lit de sable	m ³	3840,07
3	La conduite	m ³	5409,54
4	Remblais	m ³	98790

3 Planification des travaux de l'adduction :

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

L'objectif de la planification est de s'assurer que tout le travail sera fait :

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

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

La méthode du réseau à chemin critique ou méthode PERT (program evaluation review technic) est une méthode où les nœuds et les flèches représentent des tâches et ils sont parcourus par un flux qui est le temps, le sommet (nœuds ou flèches) représente une étape ou un événement. Cette méthode à été élaboré en 1958 par les Américains.

3.1 Définitions des tâches et leurs durées :

Les tâches de réalisation de l'adduction et leurs durées sont mentionnées dans le tableau.VI.5

Tableau VI.5 : Temps de réalisation des opérations de l'adduction.

Notation	Opération	Durée(j)
A	Décapage de la couche végétal	10
B	Exécution des tranchées et des fouilles	100
C	Aménagement du lit de pose	30
D	La mise en place des canalisations en tranchée	80
E	Assemblage des tuyaux	60
F	Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints	30
G	Remblai des tranchées	30
H	Travaux de finition	10

3.2 Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM)

Tableau VI.6: tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l'adduction

Opération	précède	Succède
A	B	--
B	CDE	A
C	F	B
D	F	B
E	F	B
F	G	CDE
G	H	F
H	--	G

Les réseaux à nœuds sont représentés sur la figure VI.2

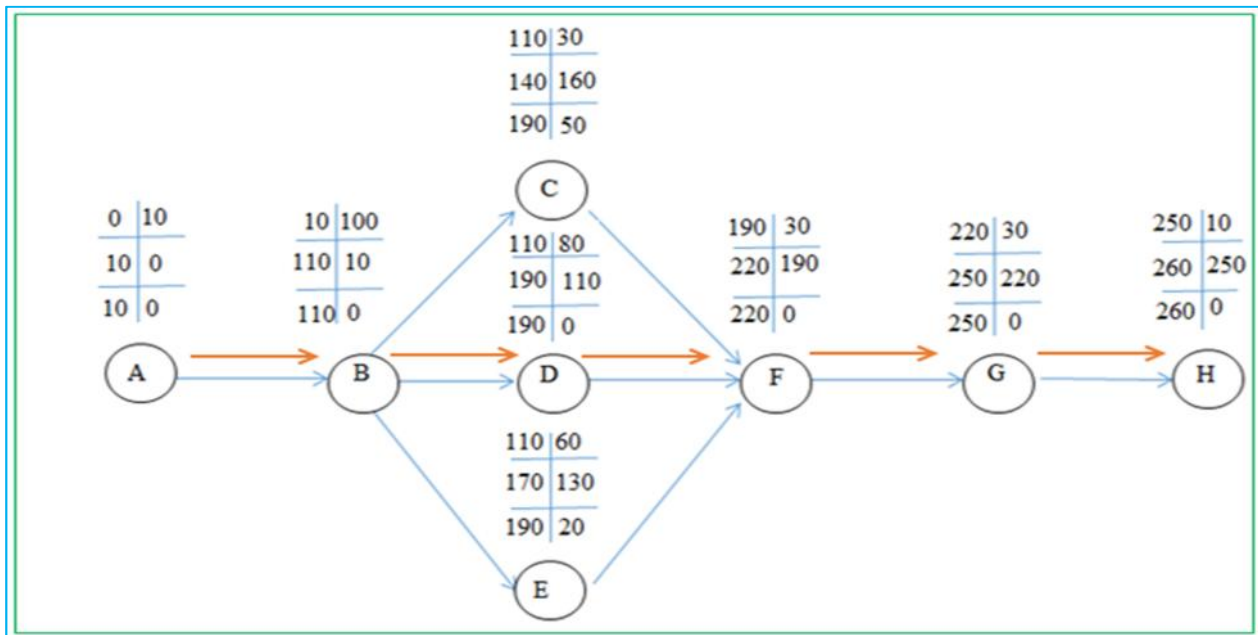


Figure VI.2: Représentation graphique des réseaux à nœuds du projet et du chemin critique

3.2.1 Chemin critique du réseau :

Les chemins critiques : A-B-D-F-G-H \sum TR = 260 jours. TR: temps de réalisation.



Les flèches rouge portées sur la figure (VI.2) représentent le chemin critique du réseau.

4 Choix des engins de terrassement

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

Les engins que nous allons utiliser sont :

- Une pelle hydraulique ;
- Un dozer ;
- Un chargeur ;
- Un vibreur du sol pour le compactage des fouilles et des tranchées.

4.1 Pelle hydraulique :

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les terrains même durs : marnes compactes, conglomérats, pour le chargement des roches débitées, exploitation des carrières notamment.

La pelle peut porter divers équipement qui en font un engin de travail à plusieurs fins :

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

Pour une pelle équipée en rétro ou pelle hydraulique le godet est porté par un bras simplement articulé et actionner par des vérins hydraulique. (Voir schéma ci-après)



Figure VI.3 : Pelle hydraulique

La capacité normale de retro-fouilleur est de 300 à 1300 litres. Ce sont des engins à capacité relativement faible car il est rare d'avoir à exécuter à la pelle fouilleuse de très gros terrassement.

4.2 Les Dozer :

Les tracteurs niveleurs à chenilles (dozer) se sont répandus dans tous les pays du monde depuis les années 1940-45. Leur silhouette est devenue familière sur de très nombreux chantiers et de nombreux conducteurs se sont exercés à la conduite de ces engins. Ainsi tout terrassement doit commencer par le décapage de la terre végétale ou couche supérieure du sol qui contient des débris végétaux; ce résultat est pratiquement obtenu au cours de la déforestation.

Le bulldozer est une pelle niveleuse montée sur un tracteur à chenille ou à pneus.

L'outil de terrassement est une lame profilée portée par deux bras articulés qu'un mécanisme hydraulique permet d'abaisser ou de lever.

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

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

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



Figure VI.4: Bulldozer

4.3 Chargeur

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



Figure VI.5: Chargeur

4.4 Compacteur (vibrateur de sol)

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



Figure. VI.6 : Compacteur Mono

5 Devis des travaux

Le tableau VI.7 récapitule le devis de différents travaux

Tableau VI.7: Devis des différents travaux de pose de conduite.

N°	Désignation	Unité	Prix unitaire DA	Quantité	Montant DA
1	Déblais	m ³	400	107938,12	43175248
2	Lit de sable	m ³	300	3837,45	1151235
3	Remblais	m ³	400	98703	39481200
4	La conduite Ø600	ml	22831,78	16699	381267894,2
5	La conduite Ø500	ml	17885,15	1650	29510497,5
6	La conduite Ø450	ml	15982,11	1792	28639941,12
7	La conduite Ø400	ml	14910,06	100	1491006
8	La conduite Ø200	ml	10323,1	2203	22741789,3
Total					547458811,12

Le coût total du projet est de 547458812 DA

6 Hygiène et sécurité

Durant chaque phase de la réalisation d'un projet, le risque d'accident est éventuellement ouvert, soit dans la phase des travaux de terrassement, soit dans la réalisation des travaux de bétonnage, soit dans les installations électriques ou des installations sous pressions soit après la fin du projet (travaux d'entretien des pompes, des installations).

Aussi il important de prendre l'ensemble de mesure nécessaire afin d'éviter les éventuels risque pouvant survenir.

6.1 Les causes principales

Les causes fréquentes des accidents de travail sont :

- Mauvaise conception des engins ;
- Utilisation des machines en dehors de leurs limites ou de l'usage pour lequel ils sont prévus ;
- Défaut d'organisation générale du travail ;
- Défaut de formation technique.

6.2 Prévention

- Le matériel utilisé doit être conforme et bien entretenu ;
- La signalisation dans l'entreprise, et principalement sur les chantiers doit être évidente et connue de tous, utilisation des couleurs de sécurité (rouge, orange, vert), isolement des zones dangereuses (barrières, écrans, cartons) ;
- Amélioration des techniques de travail ;
- Amélioration des ambiances de travail (éclairage, bruit, empoussièrement, ambiance thermique) ;
- Contrôle des matériaux ;
- Affichage des consignes de sécurité et du règlement intérieur de l'entreprise.

Conclusion

L'organisation des chantiers est nécessaire avant le commencement de la réalisation des travaux .Elle nous permet de connaitre :

Les volumes des travaux, Les engins à utiliser, Estimer le coût total du projet, La durée du projet, La protection des ouvriers.

Chapitre VII

Management de projet

Introduction

Ce chapitre du management de projet met en évidence les stratégies et les méthodes à suivre pour une bonne exécution d'un projet hydraulique.

Un projet est une entreprise unique et temporaire de fourniture d'un service avec des livrables définis comportant des activités liées entre elles avec une date de début et une date de fin dans le respect d'un budget.

Le chef de projet doit faire le choix d'un mode de management, c'est à dire un mode de pilotage du projet et d'orchestration, en particulier des ressources humaines. Mais Manager recouvre à la fois des sens et des pratiques bien différents. A chacun de choisir et de trouver une façon efficace et agréable pour arriver au bout du projet.

1 Acteurs du projet

Lors de la réalisation d'un projet hydraulique, les principaux intervenants sont : Le maitre d'ouvrage, le maitre d'œuvre, l'entreprise hydraulique, le chef du projet...etc.

1.1 Maître d'ouvrage

- Personne physique ou morale propriétaire de l'ouvrage
- Il détermine les objectifs, le budget et les délais de réalisation
- Il lance l'appel d'offre dans les journaux, sur l'internet et par affichage sur le tableau.

1.2 Maître d'œuvre

- Personne physique ou morale qui reçoit une mission du maître d'ouvrage.
- Il assure la conception et la réalisation de l'ouvrage.
- Il est aussi souvent l'intermédiaire entre le Maitre d'ouvrage et l'Entreprise.

1.3 Entreprise hydraulique

- Assure que la solution proposée correspond bien aux besoins de l'entreprise tant au niveau technique que stratégique.
- Valide la solution proposée par le Chef de projet avant de la soumettre au Maitre d'ouvrage.

1.4 Chef de projet

- Responsable des résultats du projet
- Définit les buts et les objectifs (avec le Maitre d'ouvrage).

- Développe la planification du projet
- S'assure que le projet soit exécuté efficacement.

2 Cahier des charges

Le cahier des charges est l'expression des besoins nécessaires, essentiels, fonctionnels et techniques de la solution que le commanditaire (maitre d'ouvrage) souhaite avoir.

2.1 Objectifs du cahier des charges

- Poser le problème à résoudre.
- Définir les objectifs que doit atteindre le site.
- Diminuer les risques d'erreur lors de la réalisation.
- Être un outil de dialogue entre les différents acteurs du projet.
- Indiquer les contraintes à respecter impérativement.
- Définir les rôles et responsabilités de chaque acteur du projet.

2.2 Contenu du cahier des charges

- Présentation générale du projet.
- Méthodologie de conception suivie.
- Planning.
- Les objectifs généraux du site et leurs critères de succès.
- Les utilisateurs cibles et leur besoins.
- Présentation des acteurs et leurs responsabilités.
- Description de l'environnement technique.

3 Rôle du chef de projet

L'idée qui mène au projet vient le plus souvent du sommet de l'entreprise : de la direction générale, du comité exécutif. Lorsque cette idée est approuvée, un comité de pilotage est constitué de la totalité ou d'une partie de la direction générale. Il désigne le chef de projet. C'est l'ingénieur.

Il travaille également pour fédérer une équipe autour d'un projet commun. Pour cela, l'ouverture d'esprit, la capacité d'écoute et le sens de la communication seront des atouts précieux pour lui, alors il a aussi la qualité d'entrepreneur.

Sa tâche consiste aussi à négocier les moyens nécessaires pour une bonne réalisation du projet, ainsi qu'il organise le personnel et le déroulement du travail suivant le temps limité par l'étude du projet.

Enfin, il doit confier une étude approfondie au comité de pilotage ou à une équipe qu'il aura déléguée. Le contrat qui les unit découle du cahier des charges établi à la suite de ce travail. Puis il adresse une lettre de mission précisant le contenu de la mission, la stratégie mise en place, les responsabilités, les critères d'évaluation et le mode de communication.

4 Sélection des acteurs

En règle générale, ce sont les directions des ressources humaines qui vont affecter les ressources. Il nous va donc falloir négocier auprès de chaque responsable les compétences nécessaires ainsi que leurs disponibilités.

Attention, si un domaine de compétence nous est absolument nécessaire et que la personnalité concernée présente un risque pour la cohésion du groupe. On doit donc identifier des personnalités appréciant l'échange, le partage et la volonté d'aller de l'avant. La structure en sera beaucoup plus robuste.

5 Définition du calendrier

5.1 Identification de toutes les tâches

On commence par indiquer les étapes clés entre quatre et six déterminées par des objectifs. Nous affinons ensuite le processus en précisant les tâches et en attribuant, pour chacune d'elle, le contenu technique à réaliser, les moyens mis en œuvre, le temps imparti, le responsable et les personnes devant être informées.

5.2 Evaluation des durées

L'évaluation des délais étant délicate, confrontons les points de vue et optons pour le calcul le plus réaliste, et non celui qui nous arrange. Prévoyons également des marges de sécurité afin de ne pas mettre en péril la date de clôture du projet.

6 Etablissement du budget

6.1 Estimation des coûts

Deux éléments de coûts sont à prendre en considération : la mobilisation de talents humains (quel niveau de compétences et pendant combien de temps) et l'investissement

(nouveau logiciel, un recrutement...). Si la comptabilité ou le contrôle de gestion peuvent nous aider, il est impératif de consulter les professionnels concernés.

6.2 Penser aux coûts cachés

L'insertion du projet dans son environnement est un élément auquel les entreprises doivent être de plus en plus sensibles et qu'il convient de budgéter. En effet, la réalisation du projet peut avoir un impact sur l'organisation dans laquelle il va être intégré. Certains de ces coûts sont tangibles. D'autres coûts peuvent être plus informels.

7 Information des parties prenantes

7.1 Reporting

Il ne s'agit pas seulement de faire remonter l'information au comité de pilotage mais de lui expliquer à quel stade se situe le projet, quels sont les éventuels problèmes à résoudre et lui soumettre des propositions. Les indicateurs et la fréquence de reporting on sera précisés dans la lettre de mission.

7.2 Communication sur l'avancement du projet

Il n'y a pas seulement le comité de pilotage qui doit être tenu informé de l'avancement du projet mais aussi tout acteur du projet .Par ce faire, la politique de communication à l'intérieur du projet doit être soigneusement établie.

8 Gestion des aléas

8.1 Prévention des risques

Si le projet nous apparaît d'emblée risqué, il est possible d'anticiper ces aléas en établissant une grille d'analyse des risques. Nous y dressons la liste des risques recensés (matériels, juridiques, humains, techniques...), leurs probabilités d'apparition ainsi que leurs conséquences.

8.2 Savoir s'adapter

Quelle que soit la difficulté rencontrée, deux réflexes sont à avoir : être réactifs et flexible. S'il vaut mieux ne pas attendre d'être dans le rouge pour prendre le problème en compte, nous devons aussi accepter que tout ne se passe pas exactement comme prévu.

9 Clôture du projet

9.1 Penser l'avenir

Même si la fin d'un projet est identifiée à l'avance, elle est souvent mal gérée par les entreprises. Lorsque tout s'arrête, nous devons nous assurer que chacun retrouve une place dans l'organisation, notamment les personnes entièrement dédiées au projet. La direction des ressources humaines doit être informée et mobilisée sur ce problème.

9.2 Faire le deuil du projet

La fin d'un projet peut être une étape difficile à vivre : après des mois d'un travail stimulant, le relâchement de la pression et le retour à des activités mises de côté peut être source de déprime. Pour limiter cela, la fin du projet doit être formellement prononcée et ne pas traîner en longueur, empêchant les collaborateurs de se consacrer à d'autres tâches. Veillons également pendant la durée de la mission à ce que le groupe ne développe pas son identité en opposition à l'entreprise. Et pendant les dernières semaines, n'hésitons pas à marteler que la fin approche, afin que l'idée fasse son chemin dans les esprits.

10 Capitalisation de l'expérience

10.1 Rédaction du bilan

La phase d'archivage et de partage des acquis de l'expérience est pourtant essentielle pour éviter de répéter les mêmes erreurs. Les compétences doivent survivre au projet. Pour capitaliser de façon pertinente, il faut discerner ce qui est lié au contexte de ce qui peut être généralisé. Un point de départ consiste à établir un document de bilan, basé sur le retour des personnes qui ont vécu le projet.

Ce bilan peut faire l'objet d'une présentation auprès des autres chefs de projet. Son existence doit surtout être portée à la connaissance de tous ceux qui seraient susceptibles d'en avoir l'utilité, via l'intranet par exemple.

10.2 Concentration sur les difficultés

Des réunions d'échange avec d'autres équipes-projet permettent de partager des impressions et des conseils très concrets. Et si une tâche a particulièrement posé problème, on réunit un comité parmi l'équipe-projet pour comprendre ce qui n'a pas marché. Un groupe d'experts peut ensuite donner un contre-avis. La synthèse permettra là aussi de tirer des conclusions bénéfiques.

Conclusion

La maîtrise du management de projet est vitale et requise pour tout ingénieur ayant le souci de bien mener son projet. Le planning prévisionnel élaboré ici dans le management du projet sera bien détaillé dans le chapitre : Organisation et Sécurisation du chantier.

CONCLUSION

GENERALE

Conclusion générale

En réalisant cette étude, nous avons arrivé à conclure que la satisfaction des besoins en eaux potables est possible, et suffisante pour les agglomérations de Taher, Tleta et Bazoul en adoptant la dotation de consommation adéquate d'eau potable jusqu'à l'horizon 2040.

L'exploitation du barrage El Agrêm peut largement fournir l'eau potable demandée par nos zones Urbains étudiées à travers le réseau d'adduction que nous avons projeté et qui a abouti aux considérations suivantes :

- Il y a un nombre considérable des habitants dans les trois agglomérations, surtout la zone urbain de Taher (Centre d'arrondissement), ce qui cause un besoin important.
- Ensuite, ce nombre considérable des habitants pousse une évaluation très vite, ce qui impose de prendre ce point en considération dans l'étude.
- D'après une étude technoeconomique, nous avons majoré le côté technique sur le côté économique et proposer un nouveau choix de diamètre.
- Après une vérification des réservoirs existants, et un calcul des besoins à l'horizon de l'année 2040, nous avons découvert que les réservoirs des zones urbaines : Tleta et Bazoul sont suffisant, mais celui de la zone de Taher est insuffisant.
- Vue la nature du site du tracé choisi pour notre adduction mixte, c'est la fonte qui a été adoptée comme matériau.
- La partie refoulement de l'adduction est assurée par deux stations de pompage dont chacune est équipée de quatre pompes principales en plus de deux de secours.
- Le projet peut être achevé en une durée de 260 jours avec un cout estimé à 547083594 DA.

Enfin, nous espérons que notre modeste travail pourrait servir de guide pour le projet d'alimentation en eau potable des agglomérations : Taher, Tleta, Bazoul à partir du barrage ElAgrêm. Et nous recommandons aux sévices concernés par la réalisation de suivre les règles de sécurité du travail et à ceux chargés par l'exploitation le contrôle et le suivi continu des différents ouvrages d'adduction afin d'assurer les meilleures services aux abonnés.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] « Mémento du gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement », Tome I
P.205, 206, 207.
- [2] BENJAMIN VIAL : « Les matériaux de canalisations », Centre de Ressources
EnviroB.A.T-Méditerranée (2011).
- [3] B.SALAH « polycopie d'Alimentation en Eau Potable », p.30a, 63, 64,72, 73,74, 75,76)
- [4] A. DUPONT « Hydraulique urbaine », Tome II, édition Eyrolles, Paris (1979), p.237,
350, 351, 260, 267, 268,287.
- [5] BELKHIRI KAMEL : « Contrôle rapide des structures en relation avec le risque et
évaluation des dommages causés par une catastrophe naturelle : cas de séisme »
Mémoire de magistère l'université de Batna (2006).
- [6] MICHEL A.MOREL : « Exercices de mécanique des fluides » (Tome 02) Chihab-
Eyrolles (1994).

LISTE DES ANNEXES

Annexe I : Tableau du prix du mètre linéaire des conduites en fonte.

Annexe II : Abaque de PUECH ET MEUNIER.

Annexe I

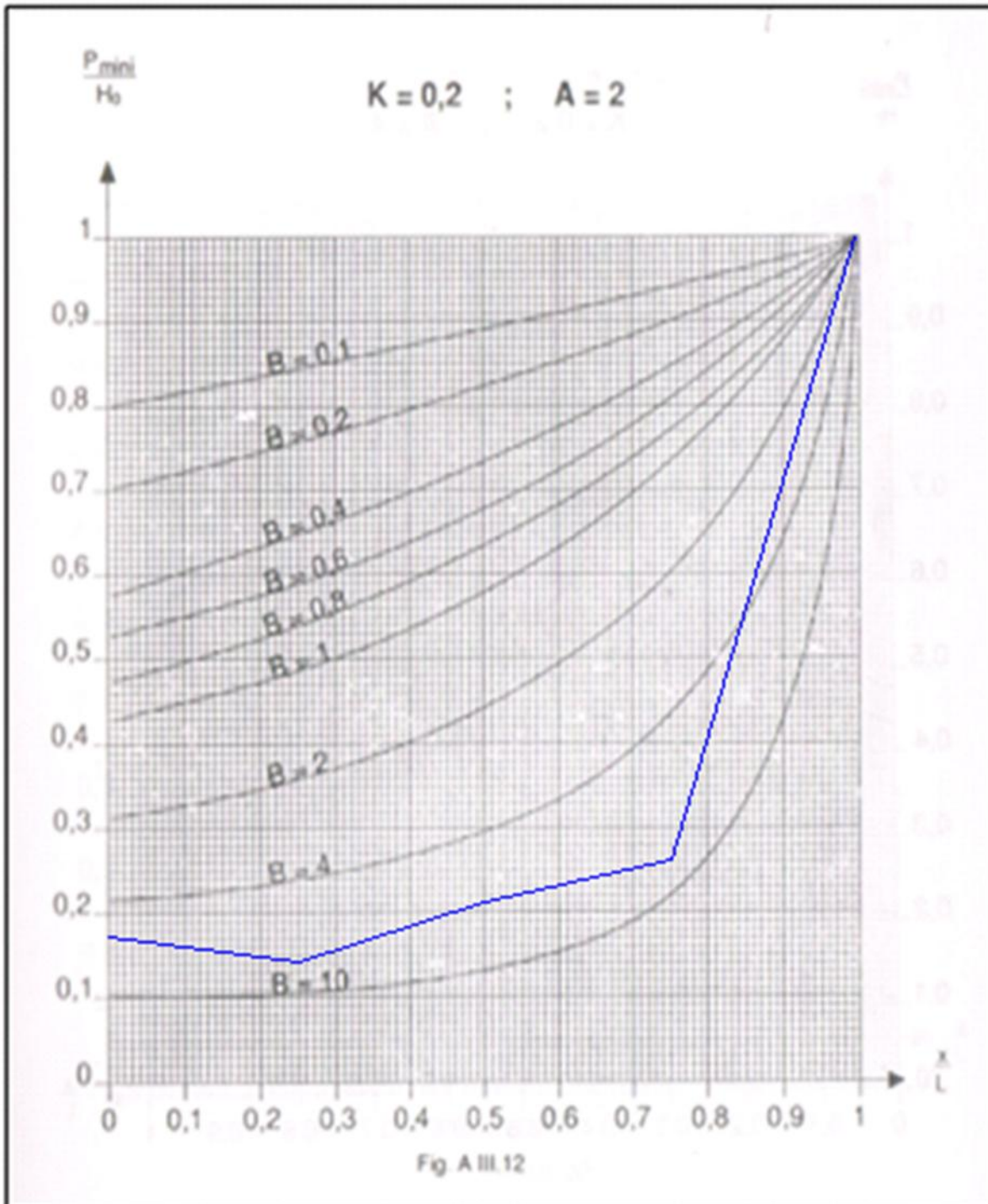
Annexe I: Tableau du prix du mètre linéaire des conduites en fonte.

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)
100	6682,31
125	7836,22
150	8534,23
200	10323,1
250	11542,36
300	12336,05
350	13521,23
400	14910,06
450	15982,11
500	17885,15
600	22831,78
700	27777,32
800	31722,86
900	35668,4

Remarque: les prix mentionnés ci dessus sont les prix de vente et de pose des conduites en fonte ductile par mètre linéaire.

Annexe II

Annexe II-1 : Abaque de PUECH ET MEUNIER pour le calcul des réservoirs d'aire (k =0,2 et A=2)



Annexe II-2 : Abaque de PUECH ET MEUNIER pour le calcul des réservoirs d'aire (k=0,1 et A=4)

