

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ DE BOUIRA



Faculté des Sciences et Sciences Appliquées
Département de Génie Civil

Mémoire de Fin d'Etude

Présenté par :

BOUFERKAS Mohamed

HAMID Karim

En vue de l'obtention du diplôme de **Master** en :

Filière : **Hydraulique**

Option : **Ressources Hydrauliques**

Thème

Etude d'adduction en eau potable des villages Ain cheriki et Ben Haroune à partir de la station de traitement du barrage de Koudiet Acerdoune

Devant le jury composé de :

MERIDJA	Madani	MCB	UAMOB	Encadreur
GHERNAOUT	Redhouane	MCA	UAMOB	Président
ABED	Mourad	MAA	UAMOB	Examineur

Année Universitaire 2019/2020

صدق الله العظيم إلهي لا يطيب الليل إلا بشكرك ولا (قل اعملوا فسيرى الله عملكم ورسوله والمؤمنون) إهداء بسم الله الرحمن الرحيم يطيب النهار إلى بطاعتك .. ولا تطيب اللحظات إلا بذكرك .. ولا تطيب الآخرة إلا بعفوك.. ولا تطيب الجنة إلا برويتك الحمد الله إلى من كلله الله بالهيبة والوقار .. إلى من علمني العطاء بدون انتظار.. إلى من أحمل أسمه بكل افتخار.. أرجو من الله أن يمد في عمرك لترى ثماراً قد حان قطافها بعد طول انتظار وستبقى كلماتك نجوم أهندي بها اليوم وفي الغد وإلى الأبد والدي العزيز رابح إلى ملاكي في الحياة.. إلى معنى الحب وإلى معنى الحنان والتفاني.. إلى بسمة الحياة وسر الوجود إلى من كان دعائها سر نجاحي وحنانها بلسم جراحي إلى أعلى الحبيب أُمي الحبيبة جميلة إلى من بهم أكبر وعليهم أعتد.. إلى شمعة متقدة تنير ظلمة حياتي إلى من بوجودهم أكتسب قوة ومحبة لا حدود لها إلى من عرفت معهم معنى الحياة أخواتي إلى صاحب القلب الطيب والنوايا الصادقة إلى من رافقتني منذ أن حملنا حقائب صغيرة ومعكم سرت الدرب خطوة بخطوة ومازال يرافقني حتى اليوم إلى الأخوة الذين لم تلدهم أُمي .. إلى من تحلو بالإخاء وتميزوا بالوفاء والعطاء في نهاية مشواري أريد أن أشكر كم على مواقفكم النبيلة إلى من أرى التفاؤل بعينهم.. والسعادة في ضحكتهم إلى شعلة الذكاء والنور إلى الوجوه المفعمة بالبراءة ولمحبتكم لأزهرت أيامي وتفتحت براعم للغد إلى من أتمنى لهم النجاح و إلى كل من ساعدني من قريب أو من بعيد أقول إلى كل هؤلاء التآلق إلى من تذوقت معهم أجمل اللحظات إلى الذين أحبوني و أحببتهم شكرا و أحبكم في الله

Dédicace karim

À Mohamed

À Messaoud

À Bilal.

À Anis.

À Farid.

À Saïd.

À Salah...

À tous ceux qui, par un mot, m'ont donné la force de continuer

À la mémoire de mes parents.

À mon grand frère et oncle Abdo

À tous mes frères et sœurs, ainsi que leurs enfants

À mes beaux-parents et à toute ma famille

À tous mes amis et collègues

À tous les étudiants de la promotion 2019/2020

Spécialité : Hydraulique

À tous ceux qui, par un mot, m'ont donné la force de continuer

Dédicace mohamed

À karim.

À Messaoud.

À halim.

À rabah.

À khaled.

À sahraoui.

À djaber...

À tous ceux qui, par un mot, m'ont donné la force de continuer

À la mémoire de mes parents.

À mon grand frère et oncle samirslima,

À tous mes frères et sœurs, ainsi que leurs enfants

À mes beaux-parents et à toute ma famille

À tous mes amis et collègues

À tous les étudiants de la promotion 2019/2020

Spécialité : Hydraulique

À tous ceux qui, par un mot, m'ont donné la force de continuer

Remerciements

Nous tiens à remercier tout d'abord mon encadreur, Monsieur MERIDJA MADANI., pour sa patience, et surtout pour sa confiance, ses remarques et ses conseils, sa disponibilité et sa bienveillance.

Qu'il trouve ici le témoignage de ma profonde gratitude.

Je voudrais également remercier les membres du jury pour avoir accepté d'évaluer ce travail et pour toutes leurs remarques et critiques.

Mes vifs remerciements à tous mes enseignants, en signe d'un grand respect et d'un profond amour

Merci à vous tous

Résumé :

Ce mémoire de fin d'étude a pour but l'alimentation en eau potable de deux villages de Ain cheriki et Ben Haroun situés à la commune de Djebahia wilaya de Bouira . Après avoir recueilli toutes les données indispensables du site, l'étude a été élaboré en premier lieu par le calcul de la population actuelle et à l'horizon 2050, ensuite les besoins en eau totaux à partir desquels on a déterminé le débit maximal journalier et le débit de pointe horaire, ainsi l'état de ses infrastructures hydrauliques tels que les ressources hydraulique.

Une étude technico-économique de l'adduction a permis d'adopter les résultats suivants :

L'adduction gravitaire du réservoir d'accumulation de (8000m³) vers le réservoir de tampon (2500 m³), un diamètre D=250mm en PEHD, de longueur 219 m.

Ben Haroun (Adduction gravitaire) : Un diamètre D=200mm en PEHD sur une longueur de 2613m.

Ain Cheriki (Adduction par refoulement) : Un diamètre D= 200mm en PEHD, d'une longueur 2180 m.

Le dimensionnement des réservoirs nous a permis de projeté un ouvrage de stockage de capacité de 300 m³(Ain cheriki) et autre de 500m³ (Ben Haroun) afin d'alimenter les deux villages pour l'horizon 2050.

Le choix du type de la pompe a été déterminé à l'aide du logiciel CAPRARI .On a opté

Pour une pompe centrifuge de type NCBZ-2P-80-250-A à axe horizontale, multicellulaire.

A la fin nous avons donné les solutions de protection des installations contre les coups de bélier et la corrosion.

Abstract :

This end of study thesis aims to supply drinking water to two villages of Ain cheriki and Ben Haroune located in the commune of Djebahia wilaya of Bouira. After having collected all the essential data of the site, the study was developed first by calculating the current population and by 2050, then the total water needs from which we determined the maximum daily flow and the hourly peak flow, as well as the state of its hydraulic infrastructures such as hydraulic resources. A technical-economic study of the gravity adduction which should have supplied the reservoir of Ain cheriki allowed us to make a choice for the PEHD material of

diameter 250 m, length $l = 219\text{m}$, for a rate of depreciation costs of 80825.19 DA. For the second delivery line (Ben Haroune), we opted for HDPE with a diameter of 200 mm, length $l = 2186\text{ m}$ with a balance sheet (rate of depreciation costs + operating costs) = 1107019.792. The sizing of the reservoirs allowed us to design a storage structure with a capacity of 300 m^3 (Ain cheriki) and another of 500 m^3 (Ben Haroune) in order to supply the two villages for the horizon 2050. The choice of the type of pump was determined using the CAPRARI software. For a centrifugal pump type NCBZ-2P-80-250-A with horizontal axis, multistage. Finally, we gave the solutions for protecting the installations against water hammer and corrosion.

ملخص:

تهدف أطروحة نهاية الدراسة هذه إلى توفير مياه الشرب للقريتين عين الشريكي وبن هارون لبلدية جباحية ولاية البويرة. بعد جمع جميع البيانات الأساسية للموقع ، تم تطوير الدراسة أولاً عن طريق حساب عدد السكان الحالي وبحلول عام 2050 ، ثم إجمالي الاحتياجات المائية التي حددنا منها الحد الأقصى للتدفق اليومي و تدفق الذروة كل ساعة ، وكذلك حالة البني التحتية الهيدروليكية مثل الموارد الهيدروليكية. سمحت لنا الدراسة الفنية الاقتصادية لإمدادات المياه بالجاذبية والتي كان من المفترض أن تزود خزان عين شريكي باختيار مادة متعدد الايثيلين عالي الكثافة بقطر 250 مم، الطول 219متر، لمعدل تكاليف الاستهلاك 80825.19 دج . بالنسبة لخط الامدادات الثاني (بن هارون)، اخترنا مادة متعدد الايثيلين عالي الكثافة بقطر 200 ملم ، الطول 2186 مترًا مع الميزانية العمومية (معدل تكاليف الاستهلاك + تكاليف التشغيل) = 1107019.792 دينارًا. مكّنتنا تحجيم الخزانات من تصميم هيكل تخزين بسعة 300 م³ (عين الشريكي) وأخرى بسعة 500 م³ (بن هارون) من أجل إمداد القريتين بأفق 2050. تم تحديد اختيار نوع المضخة باستخدام برنامج Caprari لمضخة طرد مركزي من النوع NCBZ-2P-80-250-A بمحور أفقي ، متعدد المراحل. في النهاية ، قدمنا حلولاً لحماية المنشآت من المطرقة المائية والتآكل.

Sommaire

Introduction générale :	2
Chapitre I : Présentation de la région d'étude	4
I.1. Situation géographique :	4
I.2. La topographie :	4
I.3. La géologie :	4
I.4. Le climat :	5
I.4.1. La température :	5
I.4.2. La pluviométrie :	6
I.4.3. Diagramme Ombrothermique :	7
I.5. Hydrographie :	8
I.6. Situation socio-économique :	8
I.6.1. Données démographiques :	8
I.6.2. L'activité agricole :	9
I.7. Conclusion :	9
Chapitre II : Estimation des besoins en eau de la population	11
Introduction :	11
II.1. Evaluation démographique :	11
II.2. Estimation des besoins en eau de la population :	12
II.2.1. La dotation :	12
II.2.2. La consommation moyenne journalière :	12
II.2.3. Différents types de besoins :	13
II.2.3.1. Besoins domestiques :	13
II.2.3.2. Besoins sanitaires :	14
II.2.3.3. Besoins scolaires :	14
II.2.3.4. Besoins socioculturelles :	14
II.2.3.5. Besoins municipaux :	15
II.2.3.6. Besoins d'élevages :	15

II.2.3.7. Besoins commerciaux :	15
II.2.3.8. Récapitulatif de la consommation moyenne journalière :	16
II.4. Estimation des besoins max en eau :	16
II.5. Etude des variations des débits :	17
II.5.1. Variation de la consommation journalière :	17
II.5.1.1. Consommation maximale journalière « $Q_{max j}$ » :	17
II.5.1.2. Consommation minimale journalière « $Q_{min j}$ » :	18
II.5.2. Variation de la consommation horaire :	18
II.5.3. Débit de pointe :	19
II.6. Conclusion :	20
Chapitre III : Ressources en eau	22
Introduction :	22
III.1. Ressources en eau :	22
III.1.1. Ressources superficielles :	22
III.1.2. Ressources souterraines :	22
III.2.1. la chaîne de Djebahia :	23
III.2.2. La chaîne d'Ain Cheriki :	24
III.3. Evaluation de la capacité de stockage :	24
III.4. Caractéristiques des canalisations :	24
III.5. Barrage de Koudiet Acerdoun :	25
III.6. Conclusion :	25
Chapitre IV : Adduction	47
Introduction:	47
Définition :	47
IV.1. Types d'adduction :	47
IV.1.1. Adduction gravitaire	48
IV.1.2. Adduction par refoulement :	48
IV.1.3. Adduction mixte :	48

IV.2. Choix du tracé :	48
IV.3. Choix du type de matériaux :	49
IV.3.1. Les tuyaux en fonte :	49
IV.3.2. Conduite en acier :	50
IV.3.3. Tuyaux thermoplastiques :	51
IV.4. Système de raccordement :	53
IV.4.1. Le soudage Bout à bout :	53
IV.4.2. Les raccords électro-soudables :	54
IV.4.3. Raccordement par accessoires à compressions (mécanique) :	55
IV.5. Equipements des conduites d'adduction :	57
IV.5.1. Les vannes de sectionnement :	58
IV.5.3. Les robinets de décharge (vidanges) :	58
IV.5.4. Les clapets :	59
IV.5.5. Les Crépines :	59
IV.5.6. Les régulateurs de pression :	59
IV.6. Etude technico-économique des diamètres de la conduite de refoulement :	62
IV.6.1. Choix de la gamme de diamètre :	62
IV.6.2. Evaluation des frais d'amortissements :	62
IV.6.3. Evaluation des frais d'exploitations :	63
IV.6.3.1. La hauteur géométrique :	63
IV.6.3.2. Calcul des pertes de charge :	64
IV.6.3.3. Calcul de la hauteur manométrique totale : elle est donnée par la.....	66
IV.6.3.4. Calcul de la puissance absorbée :	67
IV.6.4. Bilan des frais :	67
IV.7. Etude de l'adduction gravitaire :	67
IV.7.1. Les pertes de charges (J)	67
IV.7.1.1. La charge disponible « Jd »	67
IV.7.1.2. Calcul de la perte de charge :	68

IV.7.1.3. Calcul de la pression au niveau du réservoir d'arrivé :	68
IV.7.1.4. Calcul de la pression statique du flotteur :	68
IV.8. Etude de l'adduction : V.9.1. Acheminement du débit requis du réseau principal vers la chaîne de distribution de la région d'étude :	69
IV.8.1. : Détermination du diamètre économique de la conduite reliant le réservoir d'accumulation 8 000 m ³ au réservoir de transit 2500 m ³ :	69
IV.8.1 Détermination du diamètre économique de la conduite de refoulement reliant le réservoir tampon 2 500 m ³ au réservoir de Ben Haroune de 500m ³ (Adduction gravitaire) :	70
IV.8.2. Détermination du diamètre économique de la conduite de refoulement reliant le réservoir tampon 2 500 m ³ au réservoir d'Ain Cheriki de 300 m ³ (adduction par refoulement):	72
IV.9.Conclusion :	72
Chapitre V : Les réservoirs.....	76
Introduction :	76
V.1. Fonctions des réservoirs :	76
V.1.1. Fonctions techniques d'un réservoir :	76
V.1.2. Fonctions économiques d'un réservoir :	76
V.2. Classification des réservoirs :	77
V.2.1. Classification selon le matériau de construction :	77
V.2.2. Classification selon la situation des lieux :	77
V.2.3. Classification selon l'usage :	77
V.2.4. Classification selon des considérations esthétiques :	78
VI.2.5. Classification selon la forme géométrique :	78
V.2.6. Les réservoirs en charge (sous pression) :	78
V.3. Construction des réservoirs :	78
V.3.1. béton armé : Le béton utilisé doit présenter certaines caractéristiques tel que :	78
V.4. Choix du type de réservoir :	78
V.5. Détermination de la forme et proportion des réservoirs :	78
V.6.Equipements hydrauliques du réservoir :	83
V.6.1.Conduite d'arrivée :	83

V.6.2. Conduite de départ ou de distribution :	83
V.6.3. Conduite de trop-plein :	83
V.6.4. Conduite de décharge ou de vidange :	83
V.6.5. Conduite by-pass :	84
V.6.6. Matérialisation d'une réserve d'incendie :	84
V.7. Exigences techniques :	84
V.8. Calcul de la capacité des réservoirs :	85
V.9. Calcul de la capacité des réservoirs du Ain cheriki et Ben Haroun en (2050) :	85
V.10. Dimensionnement des réservoirs :	87
V.10.1. Section des réservoirs projetés :	87
V.11. Conclusion :	88
Introduction:.....	90
VI-1-types depompes:.....	90
VI-1-1-pompes volumétriques:.....	90
VI-1-2-pompes centrifuges:.....	90
VI.2. Principe de fonctionnement d'une pompe centrifuge :.....	90
VI.2.1 Amorçage des pompes centrifuges :.....	92
VI.2.1.1 Commande automatique des pompes centrifuges :.....	92
VI.2.1.2 Commande par ligne pilote :.....	92
VI.2.1.3 Commande sans ligne pilote :.....	92
VI-3- Paramètreshydrauliques despompes:.....	93
VI.4 Couplage des pompes :	93
VI.4.1 Pompes en série :	93
VI.4.2 Pompe en parallèle :	95
VI.5. Choixdetypedepompe :	95
VI.6. Pointdefonctionnementd'uneinstallation:.....	95
VI6.1. Caractéristiquedelapompe:.....	96
VI.6.2 Caractéristique de conduite :.....	96

VI.7. Recherche du point de fonctionnement désiré:	97
VI.8. Choix des pompes :	97
VI.9. Point de fonctionnement:	98
VI.10. Etude et choix des pompes :	98
VI.10.1 Elévation du réservoir tampon de 2 500 m ³ au réservoir de stockage	98
VI.11. Conclusion:	102
Chapitre VII : protection des conduites contre le coup de bélier.....	104
Introduction:.....	104
VII.1. Interprétation physique du coup de bélier :	104
VII.2. Moyen de protection contre le coup de bélier :	105
VII.3. Etude du coup de bélier :	105
VII.3.1 Célérité des ondes :	106
VII.3.2 les caractéristiques de la conduite de refoulement de la ville de Ain cheriki :	106
VII.4. Réservoir d'air :	107
VII.5.1. Dimensionnement du réservoir d'air :	108
VII.12. Conclusion:	109
Chapitre VIII : protection Des Conduites Contre La Corrosion.....	111
INTRODUCTION :	111
VIII.1. Les facteurs de la corrosion :	111
VIII.2. Mécanisme de la corrosion :	111
VIII.3. La corrosion externe :	112
VIII.4. Corrosion par formation de pile :	112
VIII.5. Pile de concentration :	113
VIII.6. Remèdes contre la corrosion :	113
VIII.6.1. Protection cathodique :	113
VIII.6.1.1. Protection cathodique par anode réactive :	114
VIII.6.1.2. Protection cathodique par soutirage de courant :	114
VIII.7. Les revêtements :	115

VIII.7.1.Revêtements à protection passive :.....	115
VIII.7.2.Revêtements à protection actives :	115
VIII.8 Traitement du milieu :.....	115
VIII.9Conclusion générale :.....	118

Liste des figures :

Chapitre I :Présentation de la région d'étude

Figure I-1 : situation géographique de la région d'étude..... 4

Figure I-2 : Diagramme Ombrothermique deBAGNOULS et GAUSSEN.....8

Chapitre IV: Adduction

Figure IV- 1 : Corrosion des conduites en fonte ductile.....49

Figure IV- 2 : Les tuyaux en PEHD.....51

Figure IV- 3 : bout à bout « bouteuse ».....52

Figure IV- 4 : Le soudage bout à bout des tubes en polyéthylène (PEHD).....53

Figure IV-5 : Cycle de soudage bout à bout..... 53

Figure IV- 6 : Raccordement par accessoires électro-soudables.....54

Figure IV-7 : raccordement mécaniques.....54

Figure IV- 8 : Raccordement par accessoires à compression.....55

Figure IV-9 : Différents types de venteuses.....57

Figure IV-10 : Régulateur de pression aval.....58

Figure IV-11 : Régulateur de pression amont.....58

Figure IV-12 : Régulateur de pression amont et aval.....59

Figure IV-12 : schéma de réseau d'adduction.....60

Chapitre V:Les Réservoirs

Figure V-1 : Réservoir semi- enterré.....78

Figure V-2 : Conduites de la distribution et de vidange.....79

Figure V- 3 : Emplacement du réservoir au milieu d'une agglomération.....79

Figure V-4: Emplacement du réservoir en altitude.....	79
Figure V- 5 : Equipements hydrauliques d'un réservoir.....	80
Figure V-6 : équipement de réservoir.....	82
<u>Chapitre VI</u> : Choix des pompes	
Figure VI- 1 : Classification des pompes.....	88
Figure VI- 2 : Constitution d'une pompe centrifuge.....	88
Figure VI- 3 : Couplage de deux pompes identiques en série.....	91
Figure VI- 4: Couplage de deux pompes différentes en série.....	91
Figure VI- 5 : Couplage de deux pompes identiques en parallèle.....	92
Figure VI- 6 : Couplage de deux pompes différentes en parallèle.....	92
Figure VI- 7 : Principe de détermination du point de fonctionnement dans une conduite.....	95
Figure VI-8 : Pointde fonctionnement.....	98
Figure VI-9 : Caractéristique de pompe.....	102
<u>Chapitre VII</u> :protection des conduites contre le coup de bélier	
Figure VIII1: Réservoir d'air.....	108
<u>Chapitre VIII</u> : protection Des Conduites Contre La Corrosion	
Figure VIII-1 : 1corrosion par formation de pile.....	114
Figure VIII-2 : Soutirage de courant.....	115
Figure 0II-3 : Protection par anode réactive.....	116

Liste des tableaux :

CHAPITRE I : présentation de la région d'étude

Tableau I-1 : Les températures moyennes mensuelles et interannuelles en (1995 – 2011)....5

Tableau I-2 : La précipitation moyenne mensuelle en (mm) de 1995 à 2011.....6

Tableau I-3 : moyennes mensuelles des températures et de la précipitation d'ONM de Bouira pour la période (1995 -2011).....7

Tableau I-4 : Répartition des terres agricoles de 02 villages (ha).....9

Chapitre II :Estimation des besoins en eau de la population.

Tableau II-1 : Estimation de la population 11

Tableau II- 2 : Besoins domestiques..... 13

Tableau II-3 : Besoins sanitaires..... 13

Tableau II-4 : Besoins scolaires..... 13

Tableau II-5 : Besoins socioculturelles..... 14

Tableau II-6 : Besoins du secteurmunicipal..... 14

Tableau II-7 : Besoins d'élevages..... 14

Tableau II-8 : Besoins du secteur commercial..... 15

Tableau II- 9 : Récapitulatif de la consommation moyenne journalière sans les besoins d'élevages..... 15

Tableau II-10 : Récapitulatif des besoins totaux en eau en tenant compte des 20 % pertes et avec les besoins d'élevages..... 16

Tableau II-11 : Débits journaliers maximums et minimums..... 16

Tableau II-12 : Valeur de β en fonction du nombre d'habitants 17

Tableau II-13 : Récapitulatif des résultats..... 18

Chapitre III : les Ressources en eau

Tableau III- 1 : Ressources superficielles..... 21

Tableau III-2 : Fiche technique des forages de Boulerbah et Lahguia..... 21

Tableau III-3 : Fiche technique du puits et des ressources..... 22

Tableau III-4 : Inventaire des réservoirs.....	22
Tableau III-5 : Fiche technique du puits.....	23
Tableau III-6 : Inventaire des réservoirs	23

Chapitre IV : l'adduction

Tableau IV-1 : Caractéristiques de la conduite.....	67
Tableau IV-2 : Vérification de la vitesse.....	68
Tableau IV-3 : Calcul des frais d'amortissement.....	69
Tableau IV-4 : Caractéristiques de la conduite	69
Tableau IV-5 : Vérification de la vitesse.....	70
Tableau IV-6 : Calcul des frais d'amortissement.....	70
Tableau IV-7 : Caractéristiques de la conduite.....	71
Tableau IV-8 : Calcul des frais d'exploitation	72
Tableau IV-9 : Calcul des frais d'amortissement.....	72
Tableau IV-10 : Bilan.....	72

Chapitre V : Les Réservoir

Tableau V-1 : calcul de la capacité de réservoir de stockage de Ben Haroune.....	83
Tableau V-2 : Calcul de la capacité du réservoir de stockage d'Ain Cheriki.....	84
Tableau V-3 : Caractéristiques des réservoirs projetés.....	85

Chapitre VI : Choix de pompe

Tableau VI-1 : Caractéristique de la pompe.....	93
Tableau VI-2 : Résultats de calcul pour la courbe caractéristique de la conduite de refoulement.....	97

Chapitre VIII : protection Des Conduites Contre La Corrosion

Tableau 0II-1 : le potentiel normal des métaux.....	113
--	-----

Abréviations

AC : Acier.

ACL : Agglomération Chef Lieu.

ADE : Algérienne des Eaux.

AEP : Alimentation en Eau Potable.

ANRH : Agence Nationale des Ressources Hydriques.

APC : Assemblée Populaire Communale

Cons moy j : Consommation moyenne journalière.

C_R : Côte Radier.

C_{TN} : Côte Terrain Naturel.

C_{TP} : Côte Trop-plein.

Ø : Diamètre.

D_{ext} : Diamètre extérieur.

D_{int} : Diamètre intérieur.

DRE : Direction des ressources en eau de la Wilaya.

DN : Diamètre Nominal.

F₁, F₂, F₃ : Forages.

Ha : Hectare.

Hab. : habitant.

Hg : Hauteur géométrique.

Hmt : Hauteur manométrique totale.

J_d : Charge disponible.

J : Pertes de charge.

J_s : Pertes de Charge singulières.

J_L : Pertes de charge linéaires.

J_t : Pertes de charge totales.

m.c.e : Mètre colonne d'eau.

Max : Maximum.

Min : Minimum.

Moy : Moyen(e).

m.L : Mètre linéaire.

ND : Niveau Dynamique.

NGA : Niveau géographique de l'Algérie.

NPSH : Charge nette d'aspiration.

NS : Niveau Statique.

P.D.C : Pertes de charge.

PEBD : Polyéthylène à Basse Densité.

PEHD : Polyéthylène à Haute Densité.

PE : Polyéthylène.

PVC : Chlorure de polyvinyle.

PN : Pression Nominale.

P₁, P₂, P₃ : Puits.

Q : Débit.

R : Réservoir.

R.G.P.H : Recensement Général de la Population et de l'Habitat.

R.M.C : Réservoir de mise en charge..

SP : Station de pompage.

SR : Station de Reprise.

S₁, S₂ : Sources..

Introduction générale

Introduction générale :

L'eau est un élément essentiel à toute forme de vie, elle a toujours influencé la vie de l'homme dans ses activités, et son installation dépend des points d'eau, formant ainsi des agglomérations dont les besoins ne cessent de croître.

Jadis, on croyait que l'eau est en quantités abondantes et que ses ressources sont inépuisables, aujourd'hui son abondance et sa pureté sont mises à défaut par les conditions climatiques et les activités humaines.

Devant de telles situations il est impératif de concevoir des systèmes de protection de cette ressource et un système judicieux d'adduction, de stockage et de distribution, afin de satisfaire la demande et de pallier aux pertes.

Dans ce contexte s'inscrit le thème de notre mémoire de fin d'études qui est l'étude de Adduction d'eau potable des ville Ben Haroun et Ain cheriki , commune de Djebahia (wilaya de Bouira).

La ressource souterraine ayant considérablement diminuée, et vue la proximité du barrage de Kodiat Acerdoune nous proposons un renforcement de la ressource par un piquage sur la conduite qui transporte les eaux du barrage.

Vue l'état du réseau, (innombrables fuites, et effondrement de plusieurs conduites),.

Une vérification de l'état et de la capacité des réservoirs est prévue. Par la suite des propositions seront faites suivant les problèmes rencontrés.

Chapitre I : Présentation de la région d'étude

Chapitre I : Présentation de la région d'étude

I.1. Situation géographique :

Djebahia est situé à 20 km au nord-ouest du chef-lieu de la wilaya de Bouira et à environ 60 km du sud-est d'Alger.

Les limites sont :

- Au Nord : la commune de Aomar
- A l'Est : la commune de Ait Laaziz (Bouira)
- Au Sud : la commune de Ain Bessam
- A l'Ouest : la commune de Maala



Figure 4:situation géographique de la région d'étude.

I.2.La topographie :

Le relief de la région d'étude alterne entre une topographie de moyenne montagne au Nord et à l'Ouest, qui s'étend sur une grande superficie qui varient entre 180 et 675 m avec une pente de 15 %, et une topographie de plaine au Sud dans la zone de Djebahia.

I.3.La géologie :

La région appartient au domaine tellien qui est subdivisée en plusieurs chainons, eux même appartenant à deux principaux sous ensemble, un tell septentrional et un tell méridional.

Le tell septentrional composé de terrains cristallophylliens, de terrains calcaires plissés et fracturés, de sédiments sous forme de conglomérats et de galets, ainsi que des silicio – clastique.

Letell méridional composé de terrains mésozoïques formé de roches quartzites, schistes gris, des argiles et des dépôts marno-calcaires.

Entre le tell septentrional et letell méridional on distingue le bassin de Bouira, caractérisées par des dépôts continentaux qui s'étendent d'Ouest en Est parallèlement au flanc Sud de Djurdjura et au Bibans, ces dépôts reposent sur les nappes de flysch ou bien rentrent en contact avec celle-ci par failles, au Sud ils reposent sur le flanc Nord des Bibans.

I.4.Le climat :

Le climat des communes Djebahia est de type méditerranéen humide, généralement il s'étale sur quatre saisons bien distinctes, caractérisées par un hiver pluvieux, froid et rigoureux, par un printemps et un automne doux et par un été chaud.

I.1.La température :

Tableau I-1 : Les températures moyennes mensuelles et interannuelles en °C (1995-2011) :

Mois Années	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Ju.	Juil.	Aou	Sep	Oct.	Nov	Déc.	Moy
1995	7,5	11,6	11,0	13,2	21,1	23,6	28,4	26,9	21,4	19,0	13,7	11,3	17,4
1996	10,4	7,2	11,3	13,7	17,7	22,4	27,1	26,7	20,7	16,5	13,9	10,4	16,5
1997	9,3	10,6	12,0	15,1	21,3	26,3	27,6	27,1	23,0	18,6	12,5	9,6	17,8
1998	8,9	10,7	8,1	15,3	17,0	26,4	29,4	27,6	21,1	16,5	12,5	8,6	16,8
1999	8,8	6,9	11,6	15,4	23,3	25,7	28,0	30,8	24,4	21,3	13,3	8,6	18,0
2000	7,1	11,2	13,8	16,4	22,0	25,6	29,6	29,9	24,4	16,5	13,3	11,2	18,4
2001	8,8	8,9	16,1	15,0	18,4	27,0	29,4	29,5	23,8	21,4	11,3	7,6	18,0
2002	8,2	10,0	12,3	14,0	19,0	25,8	25,7	24,3	21,2	18,9	12,4	10,0	16,8
2003	7,0	6,3	11,4	13,9	17,3	26,5	29,5	28,2	21,6	14,8	12,5	7,7	15,6
2004	8,2	6,8	11,1	12,7	14,1	23,1	27,0	27,8	23,3	27,0	10,3	7,9	16,1
2005	5,1	4,4	11,2	13,7	20,7	24	27,9	25,3	21,1	18,0	11,2	7,5	15,9
2006	5,6	6,9	12,0	16,5	17,5	24,6	27,5	24,8	21,6	20,8	13,6	8,6	16,9
2007	9,2	10,0	9,4	12,7	17,5	22,8	27,1	26,3	21,6	16,6	10,1	7,3	15,9
2008	8,2	9,3	10,3	14,1	17,2	21,7	27,4	26,8	22,2	16,8	9,9	7,1	15,9
2009	7,1	6,8	10,4	10,7	19,1	24,4	29,2	26,2	19,8	16,9	13,4	10,0	16,2

2010	9,2	10,2	12,0	15,1	16,6	22,0	27,8	27,0	22,5	17,6	12,3	8,9	16,8
2011	6,3	6,0	13,2	13,1	18,7	20,4	28,5	27,7	24,3	17,5	12,0	8,0	16,3
Moy	07,9	08,5	11,6	14,2	18,7	24,5	28,1	27,9	22,2	18,5	12,3	08,8	16,9

Source: Station météorologique d'Ain Bessam

La température moyenne annuelle sur les 17 ans qui caractérise le climat de la région et de 16,9 °C, elle caractérise une alternance de deux saisons distinctes :

- Saison froide : les mois de Janvier et Février sont les plus froids, avec une température moyenne de 08,2 °C.
- Saison chaude : les mois de Juillet et Aout sont les plus chauds avec une température moyenne de 28,0 °C.

I.4.2. La pluviométrie :

Tableau I-2 : Les précipitations moyennes mensuelles et interannuelles en (mm) de 1995 à 2011 de la région d'étude

Mois Année	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Ju.	Juil.	Aout	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Total	Moy
1995	153,5	28,0	90,9	15,9	01,6	29,5	13,6	22,1	7,5	21,9	13,7	20,9	419,1	34,93
1996	63,8	122,3	33,6	72,3	46,4	17,5	15,7	9,3	34,3	13,5	22,6	42,4	493,7	41,14
1997	40,0	09,0	16,0	80,2	23,6	1,8	1,2	21,9	34,4	73,2	63,4	55,8	420,5	35,04
1998	9,4	54,2	28,6	49,5	136,4	4,5	2,7	4,1	46,7	40,1	91,1	35,6	502,9	41,91
1999	69,5	36,2	66,7	3,3	24,3	1,8	0,8	5,4	65,2	21,5	33,4	123,3	451,4	37,62
2000	5,1	2,0	17,0	27,0	28,3	0,1	0,2	5,7	14,7	79,9	38,4	52,4	270,8	22,57
2001	150,3	44,2	2,8	50,5	17,9	2,9	0,1	4,4	37,3	3,1	8,2	19,3	341,0	28,42
2002	25,6	29,1	24,0	15,9	17,7	2,7	2,2	55,7	12,2	18,4	124,2	129	456,7	38,06
2003	175,9	79,3	8,1	105,9	14,4	8,4	3,7	7,1	59,4	107,2	44,1	116,6	730,1	60,84
2004	64,5	14,2	52,5	50,9	90,9	2,1	0,1	15,9	20,3	31,6	54,3	107,3	504,6	42,05
2005	59,0	90,2	23,8	22,1	1,9	6,9	0,1	4,8	15,3	67,2	38,8	74,0	404,1	33,67
2006	60,6	61,8	23	35,4	46,0	12,6	9,6	3,3	39,6	1,6	45,1	80,9	419,5	34,96
2007	5,7	38,5	183,4	84,3	29,8	19,7	6,2	16,5	60,4	63,7	85,9	38,0	632,1	52,67

2008	6,5	32,5	57,8	37,9	67,8	24,1	0,1	0,3	41,2	49,7	60,6	51,9	428,4	35,70
2009	96,9	22,2	57,9	90,1	34,4	1,2	0,5	8,7	67,4	11,9	73,6	60,7	525,5	43,79
2010	47,6	71,4	59,7	15,7	46,9	37,3	0,4	24,2	6,0	80,5	87,2	27,0	503,6	41,97
2011	33,1	108,7	55,5	84,8	89,7	45,1	2,9	17,0	7,1	38,3	58,0	42,6	582,6	48,55
Moy	62,76	49,62	47,13	49,51	42,10	12,83	03,53	13,32	33,47	42,55	55,45	63,39	475,68	39,64

Source : Station météorologique d'Ain Bessam

La quantité annuelle des précipitations dans la région est en moyenne 475,68 mm pour la période 1995 – 2011.

En moyenne les précipitations les plus élevées sont enregistrées aux mois de Novembre, Décembre et Janvier qui caractérisent la saison hivernale. Par contre les précipitations les plus basses correspondent aux mois de Juin, Juillet et Aout qui caractérisent la saison estivale.

La moyenne des températures de 2011 est de 16,3 °C une valeur très proche de la moyenne de l'échantillon 16,9 °C, on note aussi que la moyenne des précipitations 48,55mm est supérieure à la moyenne de l'échantillon 39,64 mm.

Malgré que l'échantillon pris en compte ne s'étale que sur une période de 17 ans qui reste peu significatif, car pour avoir une approche plus précise du climat, un échantillon d'au moins 30 ans est fortement recommandé ; néanmoins les résultats de l'année sur laquelle se base notre étude est à proximité de la moyenne établie au cours des dernières 17 ans cumulées donc, on peut facilement affirmer que ces résultats pourront être une référence pour d'éventuelles études futurs au niveau de la région et ses environs.

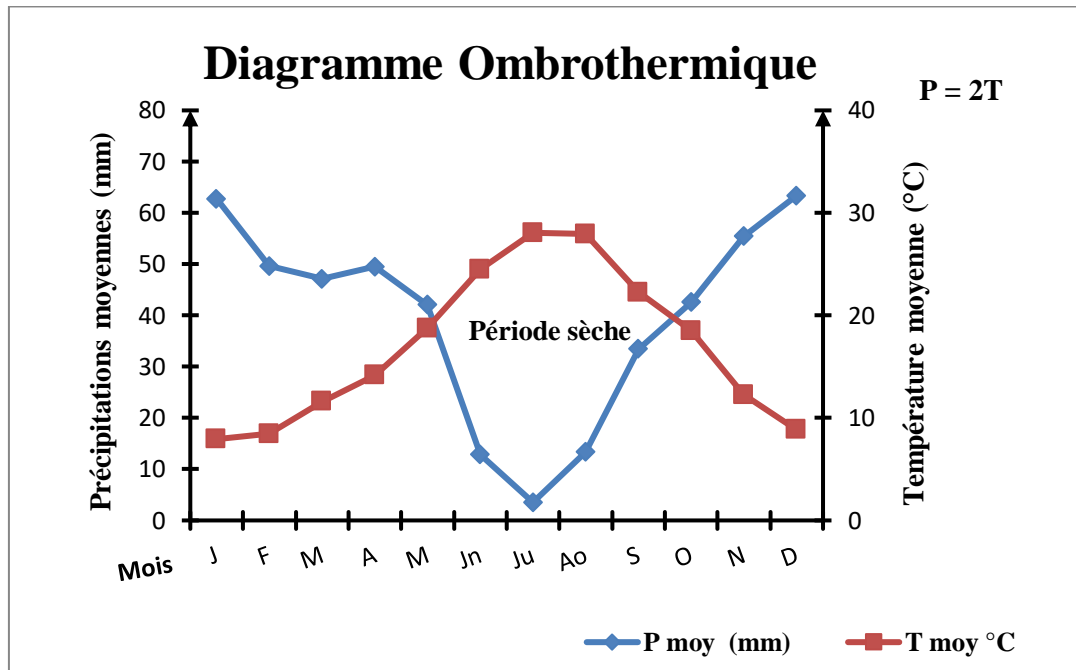
I.4.3. Diagramme Ombrothermique :

Le diagramme Ombrothermique de BAGNOULS et GAUSSEN (1953) nous permet la mise en évidence des périodes sèches au cours d'une année hydrologique.

Tableau I-3 : Moyenne mensuelle des températures et des précipitations d'ONM de Bouira pour la période (1995 -2011)

Mois	J	F	M	A	M	Jn	Ju	A	S	O	N	D
P moy (mm)	62,8	49,6	47,1	49,5	42,1	12,8	03,5	13,3	33,5	42,6	55,5	63,4
T moy °C	07,9	08,5	11,6	14,2	18,7	24,5	28,1	27,9	22,2	18,5	12,3	08,8

Figure I-2 : Diagramme Ombrothermique de BAGNOULS et GAUSSEN



Le diagramme de BAGNOULS et GAUSSEN montre que la période sèche au niveau de la région d'étude s'étale de mi-mai jusqu'à mi-octobre.

I.5.Hydrographie :

Notre région d'étude est traversée par trois oueds :

- Oued Soufflet prend naissance à Ain Bassam ;
- Oued Djelada achemine les eaux de la façade Sud de Djebahia ;
- Oued Djemaa prend source dans la montagne de Djurdjura qui sépare deux communes Djebahia et Aomar.

Oued Soufflet et oued Djelada se rencontrent à Boulerbah pour former un plus grand oued qui dirige ses eaux dans l'oued Djemaa, ce dernier va grossir oued Isser de Média qui traverse Bouira par Djebahia.

I.6.Situation socio-économique :

I.6.1.Données démographiques :

D'après les données du recensement général de la population et de l'habitat (RGPH 2012), L'ensemble de la population de la zone d'étude se répartie comme suit :

Ben Haroun et Ain Cheriki : 5204 hab.

I.6.2. L'activité agricole :

Tableau I-4 : Répartition des terres agricoles de 02 villages (ha) :

<i>Terres</i> <i>Régions</i>	<i>SAU</i>		<i>Terres</i> <i>improductives</i> <i>des exploitations</i> <i>agricoles</i>	<i>SAT</i>	<i>Forêts</i>	<i>Total</i>
	<i>Total</i>	<i>Dont</i> <i>Irriguée</i>				
<i>Ben Haroun</i> <i>Ain Cheriki</i>	1434	71	2055	3489	3811	7300

Source : Subdivision agricole de Kadiria (statistique 2012)

I.7. Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons essayé de représenter la commune, connaître la topographie, le climat, l'équipement, l'état actuel des ouvrages de stockage et le réseau de distribution en eau potable. Après ce résumé de la présentation de la ville, on a fait ressortir quelques données nécessaires qui vont nous aider à procéder dans le chapitre qui suit au calcul des besoins en eau de la localité.

Chapitre II : Estimation des besoins en eau de la population

Chapitre II : Estimation des besoins en eau de la population

Introduction :

Le présent chapitre a pour objectif, la mise en évidence des différents besoins en eau potable de la région suivant l'évolution de sa population aux différents horizons.

Cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs :

- L'évolution démographique ;
- Normes d'hygiène ;
- Niveau de vie.

Elle nous permettra d'évaluer les volumes d'eau nécessaires, la répartition des débits et le dimensionnement des ouvrages d'écoulements et d'accumulation.

II.1.Evaluation démographique :

Le choix de l'horizon se fait conformément à la durée de vie d'un réseau d'AEP, qui est fonction des matériaux de construction du réseau et son entretien

Les horizons de calculs considérés sont :

- Long terme 2050 (une durée de 30 ans).

L'évaluation du nombre d'habitants aux différents horizons se fera par la formule suivante, dite des intérêts composés :

$$P_n = P_0 \times (1+T)^n \dots\dots\dots (1)$$

Avec :

P_n: la population à l'horizon de calcul (2020- 2050) ;

P₀ : la population de l'année de référence (**2020**) ;

T : taux d'accroissement démographique : **2,7 %** ;

n : nombre d'année séparant l'année de référence de l'horizon de calcul.

Les résultats sont représentés dans le tableau

Tableau II-1 : Estimation de la population :

<i>Villages</i> \ <i>Année</i>	2020	2030	2050
<i>Ben Haroun</i>	4529	5912	10051
<i>Ain Cheriki</i>	1373	1792	3047
<i>Total</i>	5902	7704	13098

Source : (RGPH)

II.2. Estimation des besoins en eau de la population :

II.2.1. La dotation :

La norme de consommation ou dotation est définie comme étant la quantité quotidienne d'eau que doit utiliser l'être humain dans ses différents besoins, la boisson, la douche, le ménages, . . . etc.

Il est jugé par les responsables de la DRE de la wilaya de Bouira, qu'une dotation de 180 litres /jour / habitant, sera suffisante pour satisfaire les besoins de toute la population de notre région d'étude, pour le court et le long terme et cela en ce basant sur la répartition de la dotation en fonction de la variation du nombre d'habitants, de Jacques Boninet elle se fait comme suit :

- **Communes rurales** : (agglomérations de moins de 2000 habitants) forfaitairement : 125 litres par jour et par habitant (200 litres par jour et par habitant si l'élevage est intensif).
- **Distribution urbaine** : (communes de plus de 2 000 habitants).

On peut prendre comme base de calcul :

- Villes de moins de 20 000 habitants : 150 à 200 litres / jour / habitant.
- Villes de 20000 à 100 000 habitants : 200 à 300 litres / jour / habitant.
- Villes de plus de 100 000 habitants : 300 à 400 litres / jour / habitant.

II.2.2. La consommation moyenne journalière :

Elle représente la quantité d'eau moyenne consommée par l'ensemble de la population et par d'autres installations pendant une journée, exprimée par la relation du débit moyen journalier suivante :

$$Q_{\text{moy. j}} = (N \times D) / 1000 \dots \dots \dots (2)$$

Où :

$Q_{\text{moy. j}}$: Débit moyen journalier [m^3/j] ;

D : Dotation [$\text{l}/\text{j}/\text{hab.}$] ;

N : Nombre d'habitants.

II.2.3. Différents types de besoins :

- Besoins domestiques ;
- Besoins sanitaires ;
- Besoins scolaires ;
- Besoins socioculturelles ;
- Besoins du secteur municipal ;
- Besoins d'élevages ;
- Besoin du secteur commercial ;
- Besoins industriels.

II.2.3.1. Besoins domestiques:

Tableau II- 2 : Besoins domestiques :

	<i>Nombre d'habitants</i>		<i>Cons. moy (m³/j)</i>		<i>Cons. moy (l/s)</i>	
	<i>2020</i>	<i>2050</i>	<i>2020</i>	<i>2050</i>	<i>2020</i>	<i>2050</i>
<i>Villages</i>						
<i>Ben Haroun</i>	4529	10051	815.22	1809.18	9.43	20.93
<i>Ain Cheriki</i>	1373	3047	247.14	548.46	2,86	6.34
<i>Total</i>	5902	13098	1062.36	2357.64	12.29	27.27
<i>Dotation (l/s)</i>	180					

II.2.3.2. Besoins sanitaires :

Tableau II-3 : Besoins sanitaires

<i>Villages</i>	<i>Etablissement</i>	<i>Nombre de lits</i>	<i>Dotation (l/j/lit)</i>	<i>Cons. moy (m³/j)</i>	<i>Cons. moy.j (l/s)</i>
<i>Ben Haroun</i>	02 unités de soins	3	200	0,600	0,007
<i>Ain Cheriki</i>	01 unité de soins	2		0,400	0,005
<i>Total</i>	03 unités de soins	5	200	1,00	0,012

Source : (APC de Djebahia)

II.2.3.3. Besoins scolaires:

Tableau II-4 : Besoins scolaires

<i>Villages</i>	<i>Etablissement</i>	<i>Nombre d'élèves</i>	<i>Effectif personnel</i>	<i>Effectif total</i>	<i>Dotation (l/j/personne)</i>	<i>Cons. moy.j (m³/j)</i>	<i>Cons. moy.j (l/s)</i>
<i>Ben Haroun</i>	02 EP	366	23	389	15	5,835	0,068
	01 CEM	347	28	375		5,625	0,065
<i>Ain Cheriki</i>	01 EP	81	11	92		1,380	0,016
<i>Total</i>		794	62	856	15	12.84	0,149

Source : Direction de l'éducation de Bouira

II.2.3.4. Besoins socioculturelles :

Tableau II-5 : Besoins socioculturelles :

<i>Village</i>	<i>Désignation</i>	<i>Dotation (l/j)</i>	<i>Cons. moy (m³/j)</i>	<i>Cons. moy (l/s)</i>
<i>Ben Haroun</i>	02 mosquées	2000	04	0.046
	02 foyers de jeunes	2000	04	0.046
<i>Ain Cheriki</i>	01 mosquée	2000	2	0.023
<i>Total</i>			10	0.115

Source : Recensement économique 2019 APC Djebahia

II.2.3.5. Besoins municipaux:

Tableau II-6 : Besoins du secteur municipal :

<i>Villages</i>	<i>Désignation</i>	<i>Nombre d'employés</i>	<i>Dotation (l/j/employé)</i>	<i>Cons.moy.j (m³/j)</i>	<i>Cons.moy.J (l/s)</i>
<i>Ben Haroun</i>	01 antenne mairie	05	15	0,075	0,0009
	01 centre payeur	03	15	0,045	0,0005
<i>Ain Cheriki</i>	/	/	/	/	/
<i>Total</i>				0.12	0,0014

Source : Recensement économique 2019 APC Djebahia

II.2.3.6. Besoins d'élevages :

Tableau II-7 : Besoins d'élevages :

<i>Villages</i>	<i>Bovins</i>	<i>Dotation (l/j/tête)</i>	<i>Ovins</i>	<i>Caprins</i>	<i>Dotation (l/j/tête)</i>	<i>Aviculture</i>	<i>Dotation (l/j/tête)</i>	<i>Cons.moy.j (m³/j)</i>	<i>Cons.moy.j (l/s)</i>
<i>Ben Haroun</i>	660	50	530	41	05	30500	01	66,355	0,768
<i>Ain Cheriki</i>									

Source : Subdivision agricole de Kadiria

II.2.3.7. Besoins commerciaux:

Tableau II-8 : Besoins du secteur commercial :

<i>Villages</i>	<i>Unité commerciale</i>	<i>Dotation (l/j/Unité)</i>	<i>Cons. moy.j (m³/j)</i>	<i>Cons. moy.j (l/s)</i>
<i>Ben Haroun</i>	20AG	100	2	0,023
	06 Cafés	350	2.1	0.024
<i>Ain Cheriki</i>	03 AG	100	0,3	0,004
	02 Cafés	350	0.7	0.0081
<i>Total</i>			5.1	0.059

Source : Recensement économique 2019 APC Djebahia

II.2.3.8. Récapitulatif de la consommation moyenne journalière :

Tableau II-9 : Récapitulatif de la consommation moyenne journalière sans les besoins d'élevages

<i>Horizon Villages</i>	<i>Cons.moy.j (m³/j)</i>		<i>Cons.moy.j (l/s)</i>	
	<i>2020</i>	<i>2050</i>	<i>2020</i>	<i>2050</i>
<i>Ben Haroun</i>	839.5	1833.46	9.71	21.22
<i>Ain Cheriki</i>	251.92	553.24	2.91	6.40
<i>Totaux</i>	1091.42	2386.7	12.62	27.62

II.4. Estimation des besoins max en eau :

Même construit avec soins correctement entretenu, le réseau d'alimentation en eau potable n'est jamais étanche.

Les pertes inévitables d'eau sont dues :

- Aux robinets non ou mal fermés ;
- Principalement aux fuites des canalisations d'adduction ou de distribution enterrées, ou des canalisations à l'intérieure des immeubles.

Selon le service technique des ressources en eau de la commune de Kadiria, le taux des fuites à long terme sera pris égal à 20%.

Tableau II-10 : Récapitulatif des besoins en tenant compte des pertes (20%)

<i>Horizon Villages</i>	<i>Cons.moy.j (m³/j)</i>		<i>Cons.moy.j (l/s)</i>	
	<i>2020</i>	<i>2050</i>	<i>2020</i>	<i>2050</i>
<i>Ben Haroun</i>	1043.2	2200.15	12.07	25.46
<i>Ain Cheriki</i>	302.30	663.88	3.49	7.68
<i>Totaux</i>	1345.5	2864.03	15.56	33.14

Tableau II-11 : Récapitulatif des besoins totaux en eau en tenant compte des 20 % pertes et avec les besoins d'élevages :

<i>Horizons</i>	<i>Cons.moy.j (m³/j)</i>		<i>Cons.moy.j (l/s)</i>	
	<i>2020</i>	<i>2050</i>	<i>2020</i>	<i>2050</i>
<i>Total général</i>	1411.85	2930.38	16.34	33.91

II.5. Etude des variations des débits :

En raison de l'irrégularité de la consommation et les fuites dans le réseau, le débit exigé par ce denier est soumise à plusieurs variations:

- Variations horaires: représente la variation la plus importantes avec deux pointes au moment de la préparation des repas.
- Variation journalière: selon le jour de la semaine (jour de marché par exemple).
- Variations mensuelles: variable selon (villes touristiques, grandes villes).
- Variations annuelles:

Elles sont fonction du développement de la population et de l'hygiène. Dans la période actuelle, ce facteur est très important et il importe de faire une étude démographique très attentive pour chaque cas particulier.

Il est nécessaire d'affecter au débit moyen journalier des coefficients d'irrégularité permettant d'évaluer la consommation maximale et minimale afin de dimensionner le réseau d'adduction.

II.5.1. Variation de la consommation journalière :

II.5.1.1. Consommation maximale journalière « Q_{max j} » :

Elle représente le débit du jour, le plus chargé de l'année. Il s'agit en fait d'une majoration de la consommation moyenne journalière de 10 à 30 %. Elle est donnée par la formule suivante:

$$Q_{max j} = K_{max j} \times Q_{moy j} \dots\dots\dots (3)$$

Avec :

K_{max j} : Coefficient d'irrégularité journalière maximale qui tient compte de l'augmentation de la consommation individuelle, du gaspillage et d'éventuelles fuites dans le réseau .Il est compris entre 1,1 et 1,3 ; nous optons donc pour **K_{max j} = 1,2**

II.5.1.2. Consommation minimale journalière « Q_{min j} » :

Elle représente le débit du jour le moins chargé de l'année .Elle est représentée par la formule suivante :

$$Q_{\min j} = K_{\min j} \times Q_{\text{moy } j} \dots\dots\dots (4)$$

Avec :

K_{min.j} : Coefficient d'irrégularité journalière minimale, tenant compte d'une éventuelle sous consommation. Il est compris entre 0,7 et 0,9. Dans notre cas, nous avons choisi : **K_{min j} =0,8.**

Tableau II-12 : Débits journaliers maximums et minimums :

Horizons	Q moy j		K max.j	Q max j		K min.j	Q min j	
	m ³ /j	l/s		m ³ /j	l/s		m ³ /j	l/s
2020	1411.85	16.34	1,2	1694.22	19.60	0,8	913.71	13.07
2050	2930.38	33.91	1,2	3516.45	40.69	0,8	2344.30	27.13

II.5.2. Variation de la consommation horaire :

Elle est déterminée selon les coefficients d'irrégularité horaire (**K_{max.h}**) et (**K_{min.h}**) et nous permet ainsi de déduire la plus forte où la plus faible charge du réseau, afin de dimensionner et de prévoir les risques de dépôts dans la conduite :

$$Q_{\text{max.h}} = K_{\text{max.h}} \times Q_{\text{max.j}} / 24 \dots\dots\dots (5)$$

Où :

K_{max.h} : coefficient d'irrégularité horaire maximale donné par la formule :

$$K_{\text{max.h}} = \alpha_{\text{max}} \times \beta_{\text{max}} \dots\dots\dots (6)$$

Avec :

α : coefficient tenant compte du niveau de confort et des équipements de l'agglomération, compris entre 1,2 et 1,4, dans notre cas on a pris : **α_{max} = 1,3.**

β : coefficient donné par un tableau en fonction de la taille de l'agglomération (manuel technique).

Tableau II-13 : Valeur de β en fonction du nombre d'habitants :

Nombre d'habitants	100	1 500	2 500	4 000	6 000	10 000	20 000	30 000	100 000
β_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1
α_{min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7

Dans notre cas, le nombre d'habitants est égal à 13098 habitants, compris entre 10 000 et 20 000, on procède alors à une interpolation.

Pour : 20 000 – 10 000 \longrightarrow 1,2 - 1,3
 13098 – 10 000 \longrightarrow $\beta_{max} - 1,3$
 10 000 \longrightarrow - 0,1
 3098 \longrightarrow $\beta_{max} - 1,3$

$$\beta_{max} - 1,3 = \frac{3098 \times (-0,1)}{10\,000}$$

$$\beta_{max} = 1.269$$

$$\begin{aligned} K_{max,h} &= \beta_{max} \times \alpha_{max} \\ &= 1.269 \times 1,3 \\ &= 1,65 \end{aligned}$$

$$K_{max,h} = 1.65$$

$$\begin{aligned} \text{Donc: } Q_{max,h} &= K_{max,h} \times (Q_{max,j} / 24) \\ &= 1,65 \times (3516.45 / 24) \\ &= 241.75 \text{ m}^3/\text{h}. \end{aligned}$$

$$Q_{max,h} = 241.75 \text{ m}^3/\text{h} \text{ soit } 67.15 \text{ l/s}$$

II.5.3. Débit de pointe :

Il correspond à la consommation de tout l'écoulement sur une durée donnée de la journée de plus forte consommation. Il est obtenu après la multiplication du débit journalier par un coefficient K_p de pointe.

$$Q_p = K_p * Q_{MAX.J} \text{ [m}^3\text{/h]} \dots\dots\dots (7)$$

Avec :

$$K_p = K_h \times K_j$$

$K_p = 1.8$ (donné par la DRE de Bouira).

Horizon	$Q_{min.j}$		$Q_{moy.j}$		$Q_{max.j}$		$Q_{max.h}$	
	m^3/j	l/s	m^3/j	l/s	m^3/j	l/s	m^3/h	l/s
2050	2344.30	27.13	2930.38	33.91	3516.45	40.69	241.75	67.15

II.6. Conclusion :

L'estimation des besoins en eau à long terme (2050) des villages : Ben Haroun, Ain Cheriki, est évaluée à 3516.45 m^3/j soit 40.69 l/s , c'est le débit maximal journalier pour les besoins futurs.

Chapitre III :
Ressources
En eau

Chapitre III : Ressources en eau

Introduction :

L'objet de ce présent chapitre est d'étudier les ressources en eau de djebahia prise en charge (superficielles et souterraines), faire un diagnostic sur l'état du système d'alimentation en eau (ouvrages hydrauliques, ouvrages de génie civil, conduites et installation électromécaniques . . .) pour donner des recommandations si nécessaires.

III.1. Ressources en eau :

III.1.1. Ressources superficielles :

Les ressources en eau superficielles ne sont pas très importantes comparées aux ressources souterraines, on note la présence de quelques retenues collinaires destinées à l'irrigation dont :

Tableau III-1 : Ressources superficielles

Nom de la retenue	Capacité (m ³)	Volume stocké (m ³)
Djelada	10 000	8 000
Bouchiouane	15 000	12.000
Nachouf	194 000	20 000

Source : Subdivision agricole de Kadiria 2012

III.1.2. Ressources souterraines :

Les eaux souterraines sont toutes les eaux se trouvant sous la surface du sol, dans la zone de saturation et en contact direct avec le sol ou le sous-sol.

Tableau III-2 : Fiche technique des forages de Boulerbah et Lahguia :

Forages	Coordonnées Lambert			ND	Ø	NS	Profondeur	Débit exploité	Hmt	Implantation des puits	Année de réalisation
	X	Y	Z								
F1	564,12	403,957	172	9	0,34	6,5	25	4	75	Confluence d'Oued Isser	2005
F2	563,937	403.972	172	8	0,4	2,25	11	5	80		1977
F3	562,69	403,918	175	10,46	0,44	3,63	15	25	73		1982
F4	563,515	403,96	175	14,6	0,6	3,58	15	6	78		1982

Source : DRE de Bouira 2012

Tableau III-3 : Fiche technique du puits et des ressources

Puits et sources	Coordonnées Lambert			ND	Ø	NS	Profondeur	Débit exploité	Hmt	Implantation des puits	Année de réalisation
	X	Y	Z	M			(l/s)	(m)			
P1	569,056	403,447	604	8,5	1,8	4,6	13,5	2	15	Ben Haroun	1987
S1	569,088	403,429	633	/	/	/	/	/	/		/
S2	568,979	403,439	626	/	/	/	/	/	/		/

Source : DRE de Bouira 2012

C. la chaîne d'Ain Cheriki :

Ain Cheriki est alimentée à partir d'un puits réalisé dans la région d'un débit d'exploitation moyen de 7,2 m³/h, raccordé au réservoir de cette dernière; constituant ainsi la seule chaîne de distribution dans la région.

Tableau III-4 : Fiche technique du puits :

Puits	Coordonnées Lambert			ND	Ø	NS	Profondeur	Débit Exploité	Hmt	Implantation du puits	Année de réalisation
	X	Y	Z	M			(l/s)	(m)			
P1	570,349	403,322	685	9,5	2	5,9	12	2	20	Ain Cheriki	2005

Source :DRE de Bouira 2012

III.2.Description des chaînes d'adduction :

III.2.1.la chaîne de Djebahia :

Le système d'alimentation d'adduction de la région de Djebahia est opérationnel depuis 1980 est décrit comme suit :

Le champ captant de Boulerbah et Lahguia est composé de quatre forages (F1, F2, F3, F4) alimente la bache de la station de reprise (SR1) d'une capacité de 100 m³ située à Boulerbah à une cote de 215 m NGA.

- ✓ F1 raccordé à SR1 par une conduite en PEHD d'un diamètre de 110 mm;
- ✓ F2 relié à la conduite de PEHD par une conduite en acier DN100 ;
- ✓ F3 raccordé à la SR1 par une conduite en fonte DN100 ;
- ✓ F4 relié à la conduite en fonte par une conduite en acier DN100.

III.2.2. La chaîne d'Ain Cheriki :

L'eau est captée à partir du puits grâce à une pompe immergée puis refoulée à travers une conduite en fonte DN 80 vers le réservoir d'Ain Cheriki d'une capacité de 300 m³ à une cote de 685 m NGA.

III.3. Evaluation de la capacité de stockage :

La capacité de stockage est de 800 m³ assurée par 2 réservoirs, implantés au niveau des agglomérations.

Tableau III-5 : Inventaire des réservoirs :

<i>Localisation</i>	<i>Capacité (m³)</i>	<i>Nature</i>	<i>Affectation</i>
<i>Ben Haroun</i>	500	au sol	AEP Ben Haroun
<i>Ain Cheriki</i>	300	au sol	AEP Ain Cheriki
<i>Total (m³)</i>	800		

Source : Subdivision Hydraulique de Kadiria

III.4. Caractéristiques des canalisations :

Les caractéristiques des canalisations existantes dans la région d'étude sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau III-6: Caractéristiques des canalisations :

<i>Tronçons</i>	<i>DN (mm)</i>	<i>Longueur (m)</i>	<i>Nature</i>	<i>Année</i>
Bâche 100 m ³ - R.M.C Ben Haroun	150	3 384,5	PEHD	2005
Puits - R.M.C Ben Haroun	63	382,7		
S1- R.M.C Ben Haroun	66	378	AG	
S2 - R.M.C Ben Haroun		363		
Puits - R.M.C Ain Cheriki		222		

Source : Subdivision Hydraulique de Kadiria 2012

III.5. Barrage de KoudietAcerdoun :

Le barrage de Koudiet Acerdoun est le deuxième grand barrage en Algérie après celui de Béni Haroun il est implanté sur l'Oued Isser dans la commune de Mâala au sud de Lakhdaria, à 35 Km de Bouira, la digue est réalisé en béton compacté à rouleau par la société française GHAZEL, elle est d'une hauteur de 121 m, en amont de cette digue 115 millions, le barrage est d'une capacité de 640 million m³.

Le barrage devra alimenter les quatre wilayas: Bouira, Tizi-Ouzou, Médéa et M'sila et les villages de la région d'étude, elle-même appartenant à la Wilaya de Bouira. Donc une population de quatre (04) millions d'habitants.

Une partie d'eau de ce barrage sera destinée pour l'irrigation, en effet 19 000 ha seront irrigués. Environ de 200 millions m³ ; sachant qu'en 2012 il a atteint sa capacité maximale à savoir 640 millions m³.

◆ Les caractéristiques du barrage :

- Une digue en béton compacté au rouleau
- Volume : 640 Hm³ ;
- Hauteur de la digue : 121m ;
- Longueur en crête : 475 m
- Surface du bassin versant : 2 790 Km² ;
- Aire inondée : 1 830 Ha ;
- Tour de prise : 05 prises d'eau (03 pour l'AEP et 02 pour l'irrigation).

La station de traitement construite par société canadienne SNC LAVALIN se situe à 17 Km à l'aval du barrage, l'eau arrive dans cette station par gravité (la hauteur qui sépare le barrage et la station est de 140 m ce qui correspond à une pression de 14 bars). Cette eau est acheminée vers la station par une conduite en fonte ductile de 1 800 mm de diamètre.

III.6. Conclusion :

Dans ce chapitre on a évoqué les ressources des eaux qui se trouvent dans la région d'étude (la commune de djebahia) , qui représentent principalement les ressources en eau souterraines, par contre les ressources en eau superficielle sont très diminuées.

Chapitre IV : Adduction

Chapitre IV : Adduction

Introduction:

L'adduction des eaux consiste à étudier les voies et les moyens, tant sur le plan technique qu'économique, en vue d'acheminer les eaux prélevées soit de la source vers les réservoirs soit entre les réservoirs, suivant la nature du relief de la région. Il existe trois types d'adduction :

- Adduction gravitaire : On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte supérieure à la cote piézométrique de l'ouvrage d'arrivée, elle s'effectue soit par un aqueduc grâce à la pente soit par une conduite forcée où l'écoulement se fait sous pression.
- Adduction par refoulement : dans l'adduction par refoulement, le captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation, ce qui nécessite de fournir au fluide une énergie qui est assurée par les pompes.
- Adduction mixte : c'est une combinaison des deux adductions (gravitaire et refoulement) selon la nature du terrain

Définition :

L'adduction est l'ensemble des installations reliant la prise d'eau qui est une source, forage, retenue ou bien barrage jusqu'au point d'utilisation ou au réservoir de stockage.

L'objectif de cette étude est la mise en place d'un système d'adduction techniquement performant et économiquement peu coûteux qui sont des aspects interdépendants.

Les conduites d'adduction doivent satisfaire pendant leurs durées d'utilisation les besoins de la population et être en mesure de véhiculer un débit maximal journalier.

IV.1.Types d'adduction :

De par leurs fonctionnements, Les adductions peuvent être classées selon leurs charges en adduction :

- Gravitaire (à surface libre, sans pression, l'air étant présent dans les canalisations) ;
- Par refoulement (conduites sous pression) ;
- Mixte (refoulement & gravitaire).

IV.1.1. Adduction gravitaire :

Le captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte de l'agglomération. Dans ce cas l'ouvrage d'adduction peut consister soit :

- En canal découvert ou un aqueduc couvert, il fait appel à l'écoulement libre de l'eau, c'est-à-dire sans pression.
- En une conduite forcée, il fait appel à l'écoulement sous pression.

IV.1.2. Adduction par refoulement :

Le captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation. Dans ce cas les eaux sont relevées par une station de pompage (ou de reprise) dans une conduite sous pression.

IV.1.3. Adduction mixte :

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

IV.2. Choix du tracé :

Le choix du tracé des conduites d'adduction se base sur des conditions économiques, techniques et topographiques qu'on essayera de respecter dans la mesure du possible, ces conditions se résument comme suit :

- Dans un but économique, le tracé doit être le plus court possible ayant un profil régulier afin de réduire les frais ;
- Dans un but technique, et pour faciliter l'exécution des travaux ainsi que l'acheminement du matériel, lors de la réalisation, on doit suivre les chemins existants (routes et pistes) ;
- Rechercher la possibilité d'alimenter l'agglomération gravitairement;
- Eviter les contres pentes susceptibles de créer des poches d'air (cantonnements) aux points hauts qui sont plus ou moins difficile à évacuer et qui risquent d'engendrer la rupture de la veine liquide, pouvant ensuite provoquer des désordres graves (vibrations, descellement des joints). Dans le cas de refoulement, il peut résulter en ces endroits une cavitation par suite d'arrêt inopiné (imprévu) de la pompe pouvant occasionner l'éclatement des canalisations ;
- Les coudes doivent être largement ouverts afin d'éviter les butées importantes et dans le but de minimiser les pertes de charges.

IV.3. Choix du type de matériaux :

Le choix du type de matériaux des conduites constitue l'élément principal du réseau, leur choix doit répondre aux exigences suivantes :

- Disponibilité du produit ;
- Les coûts de fournitures et de mise en œuvre ;
- Le diamètre et la pression de service ;
- Facilité d'entretien et d'exploitation ;
- Durée de vie ;
- Adaptation aux terrains de pose ;

Les tuyaux les plus utilisés sont :

- Métalliques : Acier, fonte (grise, ductile), acier galvanisé ;
- A base de ciment : amiante, ciment, béton armé ;
- En matières thermoplastiques : chlorure de polyvinyle (PVC), polyéthylène (PEHD, PEMD, PEBD)

IV.3.1. Les tuyaux en fonte :

La fonte est un alliage de fer et de carbone, dont la proportion de carbone varie entre 2,2 et 4%. Les tuyaux en fontes sont utilisés pour la distribution, comme pour l'assainissement, ainsi que pour l'irrigation.

La fonte ductile est obtenue en additionnant, au moment de la coulée, une très faible quantité de magnésium dont la présence au sein de la fonte, provoque la cristallisation du graphite sous une forme sphéroïdale au lieu de cristaux aplatis comme dans la fonte ordinaire.

Les longueurs courantes de ces tuyaux sont de 6m pour les petits diamètres et moyen (jusqu'à 800mm) et de 7m pour les Ø au-delà de 800 mm.

Les avantages :

- Résistance aux pressions élevées, jusqu'à :
- ✓ 50 bars pour les diamètres ne dépassant pas 600mm ;
- ✓ 40 bars pour les diamètres supérieurs.
- Très rigide et solide ;
- Bonne résistance à l'écrasement ;
- Permet le cintrage des tuyaux sur le chantier ce qui limite l'approvisionnement des coudes ;
- Longue durée de vie.

Les inconvénients sont :

- Fragile ;
- Très robuste ;
- Très coûteuses et non disponibilité sur le marché ;
- La nécessité des pièces spéciales :
 - Joints standards : on utilise du plomb et de la corde imprégnée.
 - Joints express : Rapids, gibault et à brides.
 - Pièces spéciales : raccords, tés, croix, cônes, manchons...
- Sensible à la surcharge et aux mouvements de sous-sol qui provoquent le Déboitement des conduites ;
- Grande sensibilité à la corrosion.



Figure IV- 1 : Corrosion des conduites en fonte ductile

IV.3.2. Conduite en acier :

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

Les longueurs courantes varient de 6 à 16 m suivant les diamètres.

La pression de service dans ces tuyaux peut atteindre :

- ✓ 60 bars jusqu'à 150 mm de diamètres ;
- ✓ 50 bars jusqu'à 250 mm de diamètre ;
- ✓ 40 bars jusqu'à 400 mm de diamètre.

Les tuyaux en acier galvanisé sont reliés à l'aide d'un manchon à visser, également en acier galvanisé, chaque tuyau est fileté aux 2 extrémités et en principe livrés avec un manchon.

Les tuyaux en acier présentent les avantages suivants :

- Facile à couper, soudable, et cintrables ;
- Bonne étanchéité ;

- Résistance aux pressions importantes et aux contraintes (chocs, écrasement) ;
- Plus léger que les tuyaux en fonte, (l'économie sur le transport) ;
- Economie et disponibilité sur le marché ;
- Par leurs élasticités s'adaptent aux reliefs plus ou moins accidentés.

Les inconvénients des tuyaux en acier sont :

- La sensibilité à la corrosion, ils nécessitent donc d'être revêtue intérieurement et extérieurement.
- ✓ A l'intérieur : Les tuyaux en acier sont revêtus par un email à base de bitume de pétrole de 1 à 2 mm d'épaisseur, selon le diamètre
- ✓ A l'extérieur : il recevra un revêtement constitué par de la soie de verre noyée dans un bitume de houille,
- Courte durée de vie (20 ans).

IV.3.3. Tuyaux thermoplastiques :

La matière plastique est un nom collectif désignant un groupe de matières composées de gigantesques molécules que l'on appelle des macromolécules, prenant naissance par voie synthétique et qui ont été transformé plastiquement au cours d'une ou plusieurs phases de leur composition.

Les matières plastiques trouvent actuellement application dans presque tous les domaines de l'industrie, et particulièrement dans le domaine de l'eau.

Les tuyaux thermoplastiques trouvent une application potentielle dans les canalisations de distribution d'eau, sous forme de polyéthylène (PE) et de chlorure de polyvinyle (PVC).

A. Les tuyaux en PVC (chlorure de polyvinyle) :

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

Le PVC est une poudre blanche. Dont le point de fusion se situe à 150 °C, et le produit se ramollit à 75 °C.

Les tubes en PVC sont 5 à 8 fois plus légers que les tubes fabriqués en matériaux traditionnels (acier, fonte),

Les longueurs de ces tuyaux varient de 4 à 6 m.

Les propriétés hydrauliques des tuyaux en PVC :

- La finition des surfaces internes des tubes (lisses) réduit considérablement les pertes de charges comparativement à d'autres matériaux
- Une faible rugosité qui se maintient au fil des années ;
- Une bonne résistance chimique à la solution saline, acide et solution oxydable ;

- L'inertie chimique de PVC le protège contre les effets d'entartrage et de corrosion ;
- Facilité de pose de canalisation ;
- Disponibilité sur le marché.

Leur inconvénient est le risque de rupture.

B. Les tuyaux en polyéthylène (PE) :

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

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

Le PE est utilisé dans :

- ✓ La distribution du gaz naturel.
- ✓ La distribution d'eau.
- ✓ L'assainissement.
- ✓ L'irrigation.
- ✓ Les fluides industriels...etc.

Son utilisation pour véhiculer de l'eau chaude est déconseillée, car le matériau se ramollit vers 60 °C et fond vers 200 °C.



Figure V- 2 : Les tuyaux en PEHD

Le coefficient de dilatation des matières plastiques est égal à **6** fois celui de l'acier.

Remarque :

Le PEHD est un matériau apte à prendre en charge de grandes pressions, il est non corrodable, sa pose par soudure électrique se fait sans grande contrainte

Conclusion :

Il ressort que les conduites en fonte et en PEHD sont celles qui répondent mieux aux exigences du projet d'étude en matière de pression, de corrosion et de longévité.

IV.4. Système de raccordement :

Il existe trois systèmes de raccordements pour le PEHD :

- Bout à bout.
- Raccordement par accessoires à compressions.
- Raccordement par accessoires électro-soudables.

IV.4.1. Le soudage Bout à bout :

Elle se pratique pour les diamètres supérieurs à 90 mm en longueurs droites.

Le soudage bout à bout par élément chauffant est utilisé pour assembler les tubes et raccords en PE d'épaisseurs identiques et d'indices de fluidité compatibles entre eux (entre 0,2 et 1,3 g/10 min).

Ce procédé consiste à porter à la température de soudage par un outil chauffant à une température $T = 230\text{ °C}$ pendant six minutes les extrémités des tubes (accords).

Après avoir retiré l'outil chauffant, les extrémités plastifiées sont mises en contact et sont maintenues à pression 50 bars, une contre l'autre pendant un cycle complet de refroidissement qui est de 43 min.

Une bonne soudure bout à bout exécutée correctement reconstitue parfaitement la continuité de la canalisation avec une résistance mécanique identique.



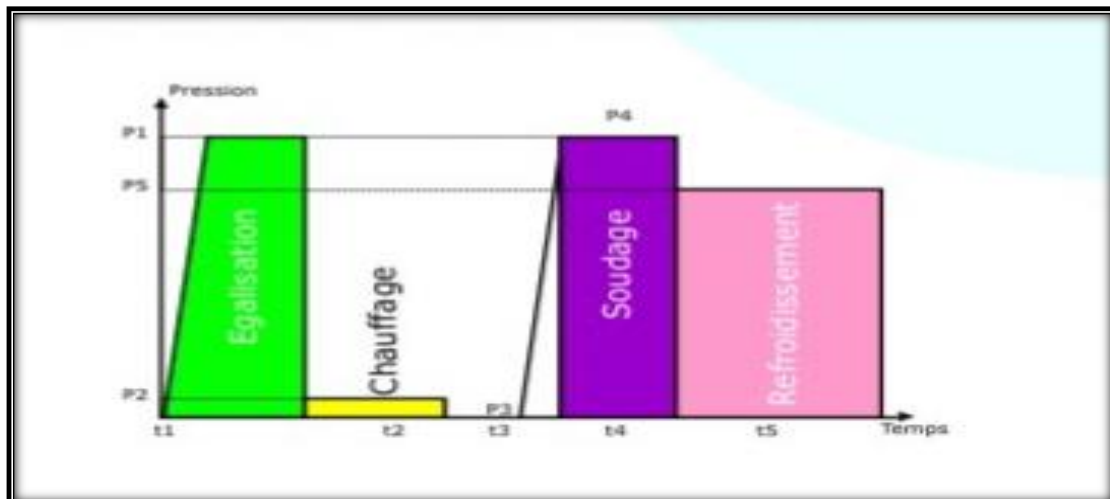
Source : Catalogue technique PVC, PE (Tube Polyéthylène et accessoires) de groupe CHIALI

Figure V- 3 : bout à bout « bouteuse ».



Source : Catalogue technique PVC, PE (Tube Polyéthylène et accessoires) de groupe *CHIALI*.

Figure V- 4 : Le soudage bout à bout des tubes en polyéthylène (PEHD)



Source : Catalogue technique PVC, PE (Tube Polyéthylène et accessoires) de groupe *CHIALI*.

Figure V-5 : Cycle de soudage bout à bout.

IV.4.2. Les raccords électro-soudables :

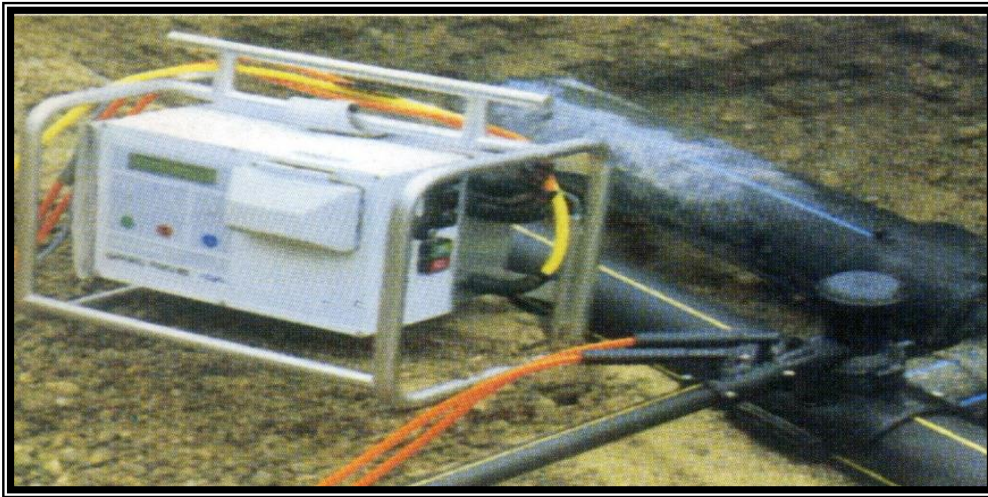
Selon les statistiques mondiales, ce nouveau système assure «zéro fuite», néanmoins, il demande certaines précautions à prendre lors du montage.

Les raccords électro-soudables sont équipés d'un fil résistant intégré au voisinage de la surface qui, après assemblage, se trouvera au contact du tube.

Cette résistance est raccordée à une source d'énergie par des bornes situées à l'extérieur de la zone de soudage.

Après grattage, nettoyage et positionnement des pièces à raccords, la tension est appliquée aux bornes de raccords et la puissance électrique provoque une fusion des surfaces des deux pièces à assembler.

Un mélange intime entre le tube PE et le raccord assure la cohésion et une étanchéité entre eux. Ce type de raccordement est très recommandé.



Source : Catalogue technique PVC, PE (Tube Polyéthylène et accessoires) de groupe CHIALI.

Figure V- 6 : Raccordement par accessoires électro-soudables

IV.4.3. Raccordement par accessoires à compressions (mécanique) :

Ces raccords sont soit en matière plastique, soit métallique, ils sont couramment utilisés jusqu'au DN 63 mm et existe à des diamètres supérieurs à 90 mm maximum.

Après coupe, ébavurage et chaufreinage des tubes, le montage s'effectue tout simplement par emboîtement et serrage des raccords.



Figure V-7 : raccordement mécaniques

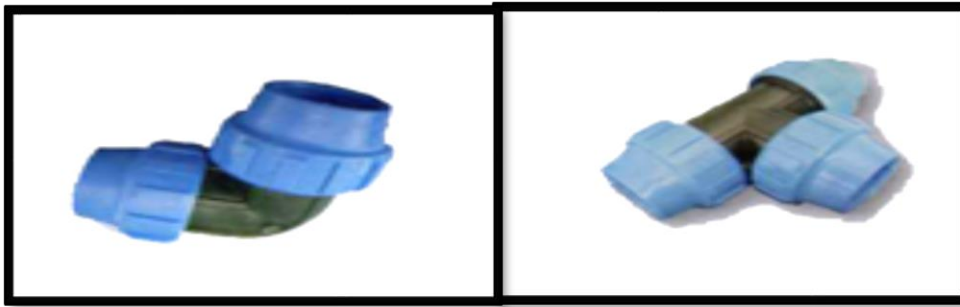
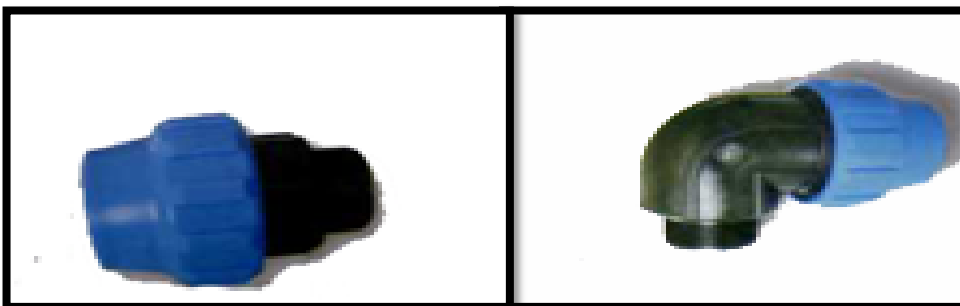
**Raccorde d'adaptation.****Coude mal fileté****Coude double femelle****Té égal.**

Figure V- 8 : Raccordement par accessoires à compression

Il existe donc une gamme de raccords en **PE** destinés à :

- L'assemblage des tubes ;
- Le changement des directions ;
- Transition d'un matériau à un autre ;
- Réduction du diamètre ;

Le choix du matériau permet de répondre aux exigences du réseau d'adduction à moindre coût (construction, transport et pose).

Dans notre projet, nous adopterons les conduites en polyéthylène à haute densité (PEHD), au vu des avantages multiples qu'ils présentent à savoir :

- Facile à poser.
- Fiable au niveau de branchement (Pas de fuites) ;
- Durée de vie théorique de 50 ans à 20 °C ;
- Bonnes caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité très faible) qui assure une parfaite circulation des fluides, une utilisation totale de débit et l'absence d'entartrage.
- Répond parfaitement aux normes de potabilité ;

- Résiste à tous types de corrosion, ainsi que l'entartrage ;
- Résiste chimiquement lors de transport de fluides industriels et des eaux usées ;
- Se raccorde facilement aux réseaux (fonte, acier) ;
- L'élasticité et flexibilité le rendent Insensible aux mouvements de terrain ;
- Le montage facile des vannes, les ventouses et les pompes sur les tubes en PEHD grâce à des systèmes adéquats.
- Possibilité d'enroulement.
- Légèreté, ils sont 4 fois plus légers que les tubes traditionnels, ce qui facilite leur transport et leur manipulation ;
- Une faible consommation d'énergie électrique dans la station de pompage ;
- Un faible coût ;
- Les tubes ont des longueurs de 6 m à 12 m, pour les diamètres allant de 160 mm à 400 mm déjà deux fois supérieures aux tubes traditionnels (fonte, acier..)

Les raccords en PEHD présentent plusieurs avantages, parmi eux :

- Poids spécifique bas ;
- Résistance au choc et aux rayons UV ;
- Résistance aux agents chimiques ;
- Résistance à l'abrasion ;
- Conforme sanitairesment ;
- Une longue durée de vie supérieure à 100 ans.

Remarque :

Suite aux inconvénients que présentent l'acier (sa grande sensibilité à la corrosion ; une durée de vie moyennement de 20 ans) et la fonte (faible résistance aux surcharges et aux mouvements des sous-sols qui provoquent le déboitement des tuyaux. Le PEHD constitue le matériau le plus adapté au transport de l'eau potable.

IV.5. Equipements des conduites d'adduction :

Un bon fonctionnement et une meilleure exploitation d'un réseau d'adduction nécessitent, en service normal comme en cas d'incident, que l'on dispose d'un certain nombre d'accessoires : les vannes de sectionnement, les ventouses, les vidanges, les clapets et les crépines.

IV.5.1. Les vannes de sectionnement :

Elles sont utilisées pour isoler un ou plusieurs tronçons de l'adduction pour l'entretien ou la réparation ; elles permettent aussi la vidange partielle d'un tronçon. On constate deux types de ces vannes :

- ✓ Les robinets à boisseau : comporte un corps contenant une clé évidée, cylindrique, tronconique ou sphérique, ajustée dans un corps. L'obturation est obtenue par une rotation de la clé de 90°.
- ✓ Les robinets à soupape : leur obturation est réalisée par une soupape solidaire d'une vis de commande. La rotation de la vis a pour effet d'appliquer ou non la soupape sur son siège.

IV.5.2. Les ventouses :

Pour évacuer éventuellement l'air entraîné par l'eau, qui s'accumulerait aux points hauts des conduites du réseau, sans perte initiale d'eau. On peut voir deux types de ventouses :

- ✓ Les ventouses manuelles : sont constituées d'une prise verticale montée sur la génératrice supérieure d'un tuyau et d'un robinet à commande manuelle.
- ✓ Les ventouses automatiques : comportent un flotteur sphérique logé dans un corps en fonte mis à l'atmosphère par un orifice placé à la partie supérieure de couvercle.



Ventouse automatique



triple fonctions

Figure V-9 : Différents types de ventouses

IV.5.3. Les robinets de décharge (vidanges) :

Une décharge n'est autre qu'un robinet disposé aux points bas du tracé, en vue de la vidange de la conduite. Cette évacuation s'effectue à l'égout voisin ou, si le point bas se trouve hors de la ville, dans le fossé de la route. Ce robinet, comme toute pièce de ce genre,

sera posé à l'intérieur d'un regard en maçonnerie. Cet appareil doit toujours être facilement accessible.

IV.5.4. Les clapets :

Ils sont destinés à empêcher le passage d'un fluide dans certaines conditions. Ils sont surtout utilisés dans les stations de pompage au point des canalisations d'aspiration (désamorçage) ou sur la conduite de refoulement (arrêt de la colonne d'eau).

Les clapets les plus utilisés sont ceux dites des soupapes de retenue à tuyère où la fermeture est accélérée par un ressort et non provoquée par le retour de l'eau comme dans le clapet à battant, il en résulte une fermeture rapide et sans choc, donc la protection du matériel. Il existe aussi des clapets en caoutchouc qui sont particulièrement silencieux.

IV.5.5. Les Crépines :

Ce sont des appareils en forme de panier, percées en trous et placées à l'extrémité des canalisations d'aspiration, pour empêcher l'introduction de corps étrangers dans celles-ci.

IV.5.6. Les régulateurs de pression :

A. Régulateur de pression aval :

Ce sont des organes de vannage qui introduisent automatiquement une perte de charge variable, de manière à ce que la pression aval soit maintenue à une valeur constante. Quelque soit le débit et la pression en eau, il faut maintenir ces appareils en état de propreté pour limiter les frottements entre pièces mobiles et éviter le coincement.



Figure V-10 : Régulateur de pression aval

C. Régulateur de pression amont :

Ce sont les mêmes appareils que les régulateurs aval mais inversé. Le réglage étant effectué par la pression amont. Cet appareil est destiné principalement à maintenir une pression suffisante dans les conduites gravitaires.

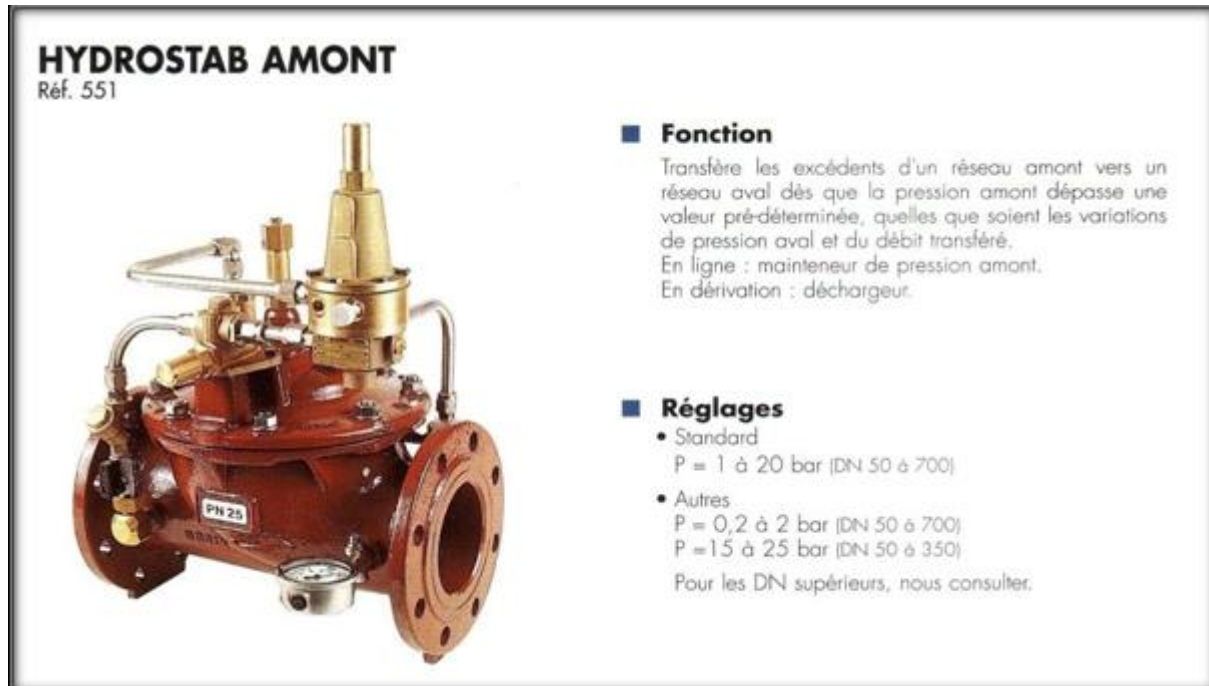


Figure V-11 : Régulateur de pression amont

C. Régulateur de pression amont et aval :

Figure V-12 : Régulateur de pression amont et aval.



Clapet anti-retour



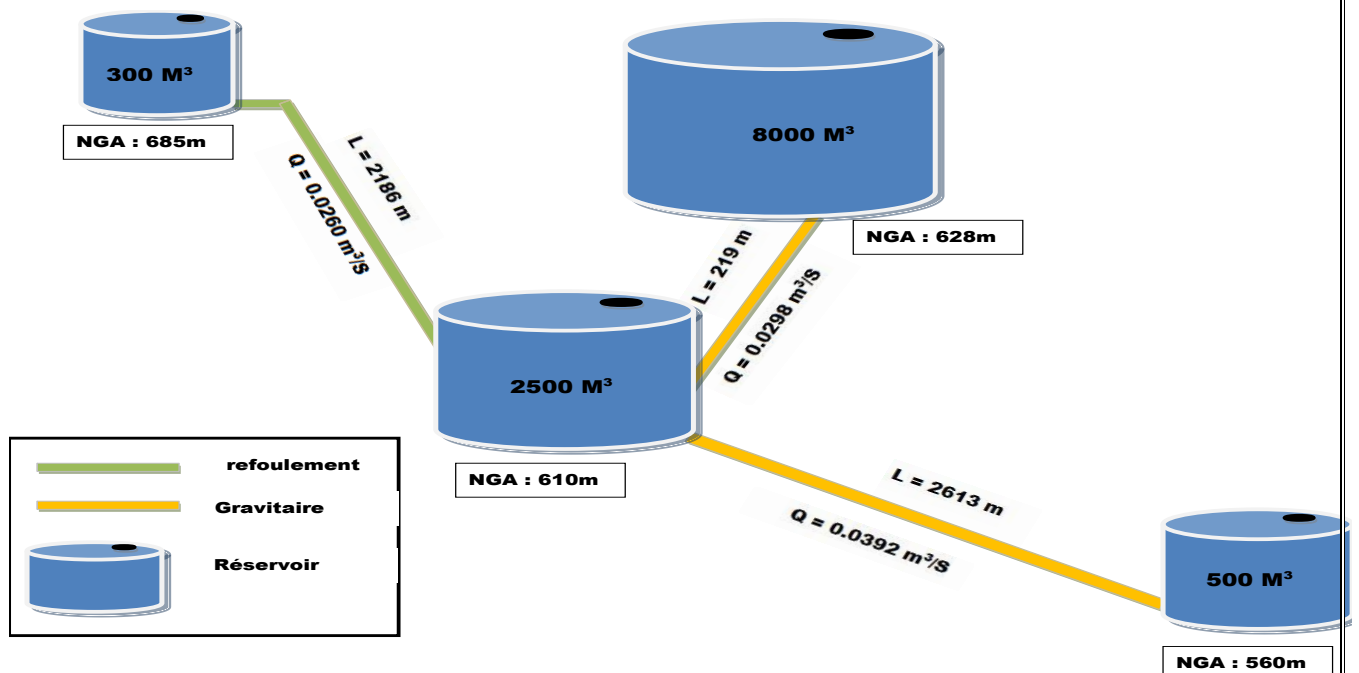
Clapet crépine d'une conduite d'aspiration



Clapet anti-retour à bride



Vanne à papi



FigureV-13:schéma de réservoir

IV.6. Etude technico-économique des diamètres de la conduite de refoulement :

Cette étude a pour objectif de déterminer le diamètre idéal, qui permet de donner un coût de revient minimum entre les dépenses de fonctionnement et celle d'investissement.

Il existe une relation à caractère économique entre les conduites de refoulement et les stations de pompage.

En effet, plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever, plus la perte de charge sera grande, l'énergie dépensée alors sera plus importante.

Le diamètre économique est la résultante de plusieurs tendances :

- Les frais d'amortissement de la conduite augmentent avec le diamètre de la canalisation.
- Les frais d'exploitation de la station de pompage sont inversement proportionnels au diamètre, par suite de diminution des pertes de charge.

Le diamètre économique des conduites de refoulement sera déterminé par le calcul technico-économique selon les étapes suivantes :

IV.6.1. Choix de la gamme de diamètre :

La gamme de diamètre est déterminée par les formules suivantes :

- Formule générale : $D = K \cdot \sqrt{Q}$
- Formule de BONIN : Si $K = 1$ $D = 1 \cdot \sqrt{Q}$.
- Formule de BRESSE : Si $K = 1,5$ $D = 1,5 \cdot \sqrt{Q}$.

Avec :

D : diamètre en mètre (m) ;

Q : débit véhiculé en (m³/s).

Les diamètres calculés nous imposent le choix d'une gamme en fonction des diamètres normalisés disponibles sur le marché.

IV.6.2. Evaluation des frais d'amortissements :

Les frais d'amortissements sont constitués par le prix de revient de la conduite depuis la fourniture jusqu'à la pose, multiplié par le coefficient d'Annuité d'Amortissement « A »

$$Fa = P \cdot A \quad (DA) \dots\dots\dots (8)$$

$$A = i + \frac{i}{(1+i)^n - 1} \dots\dots\dots (9)$$

Où :

Avec I : Indice d'annuité (I = 8% en Algérie) ;

n : nombre d'années d'amortissement (n = 30 ans).

Donc

$$A = \frac{0.08}{(0.08+1)^{10}-1} + 0.08 = 0.09$$

IV.6.3. Evaluation des frais d'exploitations :

Les frais d'exploitation d'un système d'adduction sont évalués à partir de la consommation d'énergie nécessaire aux pompes pour le refoulement de l'eau de la station de reprise jusqu'au réservoir et du prix du Kilowattheure (KWh) d'électricité, ils sont donnés par la formule suivante :

$$F_{\text{exp}} = e * E \dots \dots \dots (10)$$

Avec

F_{exp} : frais d'exploitation (DA) ;

e : Tarif de l'énergie ($e = 4,17$ DA / KWh SONELGAZ) ;

E : énergie totale consommée par la pompe, elle est calculée par la formule suivante :

$$E = 365.P.t \quad (\text{k wh/an})$$

Avec :

P : puissance de la pompe en (KW) ;

t : Nombre d'heures de pompage par jour ;

E : Energie total dépensée par la pompe en (KW/an).

L'énergie totale dépensée par la pompe peut être évaluée en fonction de certains paramètres susceptible de varier :

- La hauteur géométrique ;
- Les pertes de charge.

IV.6.3.1. La hauteur géométrique :

La hauteur géométrique est la hauteur d'élévation entre la côte du trop-plein du réservoir plus 0,5 m et la côte radier de la station de reprise plus 0,2 m.

$$H_g = (CTP+0.5) - (CR+0.2)$$

Avec :

H_g : Hauteur géométrique (m) ;

CTP : Côte de trop plein du réservoir d'arrivé (m) ;

0,5 : Position de la conduite d'arrivé par rapport au trop plein du réservoir en (m) ;

CR : Côte de radier de réservoir de départ par rapport au radier de réservoir d'arrivée en (m) ;

0,2 : Position de la conduite de départ par rapport au radier du réservoir en (m).

IV.6.3.2. Calcul des pertes de charge :

Il existe deux types de pertes de charge dans les conduites :

- Pertes de charge linéaires ou régulière (J_L) ;
- Pertes de charge singulières ou locales (J_s).

a).Pertes de charge linéaires : se sont des pertes de charge régulières, dues aux frottements contre les parois des conduites .Elles sont déterminées à partir de la formule de DARCY – WEISBECH suivante :

$$J_L = \lambda \times \frac{L}{D} \times \frac{v_m^2}{2g} \dots\dots\dots (11)$$

Avec :

- J_L : Pertes de charge linéaires (m) ;
- V_m : Vitesse moyenne de l’eau (m/s) ;
- λ : Coefficient de frottement ;
- D : Diamètre intérieur de la conduite en (mm) ;
- L : Longueur de la conduite en (m) ;
- g : Accélération de la pesanteur ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$).

- Détermination du coefficient de frottement (λ) :

Pour le calcul de λ , trois cas peuvent se présenter :

- En régime turbulent : λ est donné par la formule de NIKURADZE:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = \left[1,14 - 0,86 \text{ Log } \frac{\varepsilon}{D} \right]^1 \dots\dots\dots (12)$$

Ou bien :

$$\lambda = \left[1,14 - 0,86 \text{ Log } \frac{\varepsilon}{D} \right]^{-2} \dots\dots\dots (13)$$

Avec :

- ε : Coefficient de rugosité absolue du tuyau en (mm) ;
- $\frac{\varepsilon}{D}$: Rugosité relative.

- En régime transitoire : λ est donné par la formule de COLEBROOK WHITE :

$$\lambda = -2 \text{Ln} \left[\frac{K}{3.7D} + \frac{2.51}{Re \sqrt{\lambda}} \right] \dots\dots\dots (14)$$

Avec :

K : Coefficient de rugosité ;

Re : Nombre de Reynolds.

Cette formule se base sur des approximations successives. En première approximation, λ est déterminé par la formule de NIKURADZE.

La valeur donnée sera remplacée dans le second membre de la relation de COLEBROOK WHITE, d'où on aura une valeur de λ . On procède aux approximations successives jusqu'à ce que les membres de l'expression soient égaux.

- Régime laminaire : λ est indépendant de la rugosité relative, il n'est fonction que

de nombre de Reynolds, il est donné par l'expression de POISEUILLE $\lambda = \frac{64}{Re}$.

" λ " Peut être déterminé par le diagramme de Moody en fonction du nombre de Re et la

rugosité relative $\frac{\epsilon}{D}$

$$\lambda = f(Re) \dots\dots\dots (15)$$

- Détermination du nombre de Reynolds :

C'est une valeur adimensionnelle donnant une idée sur la nature de l'écoulement, elle est donnée par la formule :

$$Re = \frac{vD}{\nu} \dots\dots\dots (16)$$

Avec :

V : vitesse d'écoulement en (m/s) ;

D : Diamètre de la conduite en (mm) ;

ν : Viscosité cinématique de l'eau prise égale à 10^{-6} m²/s à une température

T = 20 °C.

En fonction de la valeur de nombre de Re, nous avons la classification suivante :

- Re < 2100 : Régime laminaire ;
- 2100 < Re < 4000 : Régime transitoire ;
- Re > 4000 : Régime turbulent.

- Etude de la rugosité :

La rugosité est liée à la fois à la nature des parois, à leur évolution dans le temps, à la nature de l'eau véhiculée.

Elle se calcul comme suit :

$$\epsilon = \epsilon_0 + \alpha \dots\dots\dots (17)$$

Avec :

ε : Rugosité recherchée ;

ε_0 : Rugosité à l'état neuf ($\varepsilon_0 = 10^{-4}$ pour l'acier) ;

α : Coefficient de vieillissement des conduite ($\alpha = 3 \cdot 10^{-5}$ m/ ans) ;

T : Durée d'utilisation de la conduite (T = 30 ans).

La rugosité relative $\frac{\varepsilon}{D}$ est le rapport de la rugosité absolue ε au diamètre de la conduite D.

Dans la pratique, ε est prit égale :

- 10^{-3} m pour l'acier ;
- Pour la fonte ductile $\varepsilon = 0,1$ mm ;
- Pour le PEHD :
 - si $D \leq 200\text{mm}$ on a $\varepsilon = 0,01$ mm ;
 - si $D > 200\text{mm}$ on a $\varepsilon = 0,02$ mm.

b). Les pertes de charge singulières : elles sont générées par le passage du fluide dans les éléments ponctuels du réseau : coudes, vannes, crépine, réduction, clapets,...etc. elles sont formulées comme suit

$$J_s = K \frac{V_m^2}{2g} \dots\dots\dots (18)$$

Avec :

J_s : Pertes de charge singulières (m) ;

K : Coefficient de singularité ;

V_m : Vitesse moyenne de l'écoulement (m/s) ;

g : Accélération de la pesanteur ($g = 9,81$ m/s²).

On estime la longueur équivalente due aux singularités de 10 % à 15 % de la longueur géométrique de la conduite.

c). Pertes de charges totales (J_t) : Les pertes de charge totales (J_t) le long de la conduite est la somme des pertes de charges linières et singulières :

$$J_t = J_L + J_s$$

$$J_t = J_L + 15 \% J_L$$

$$J_t = 1,15 J_L$$

$$J_t = 1,15 \lambda \frac{L V^2}{D 2g} \dots\dots\dots (19)$$

IV.6.3.3. Calcul de la hauteur manométrique totale :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$H_{mt} = H_g + J_t \dots\dots\dots (20)$$

Avec :

H_{mt} : hauteur manométrique totale (m)

J_t : Pertes de charge totales en (m) ;

H_g : hauteur géométrique en (m).

IV.6.3.4. Calcul de la puissance absorbée :

Elle est définie comme étant le travail effectué par unité du temps, pour élever un débit Q à la hauteur manométrique totale. Elle est donnée par la formule suivante :

$$P_a = \frac{\rho * g * Q * H_{mt}}{\eta} \text{ (w)} \dots\dots\dots (21)$$

Avec :

ρ : masse volumique (Kg/m³) ;

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

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

H_{mt} : hauteur manométrique totale ;

η : Rendement de la pompe ($0,7 \leq \eta \leq 0,8$) dans notre cas le rendement est de 75 %.

IV.6.4. Bilan des frais :

Le bilan des frais est calculé pour chaque diamètre incluant les frais d'amortissement et les frais d'exploitation.

Le choix de diamètre est alors porté sur le diamètre ayant le bilan des frais le moins élevé :

$$F_t = F_{ex} + F_a \dots\dots\dots (22)$$

IV.7. Etude de l'adduction gravitaire :

Le Calcul de diamètre de la conduite fait intervenir quatre paramètres à savoir :

- Le débit d'écoulement Q (m³/s) ;
- La vitesse moyenne de la conduite V (m/s) ;
- Le diamètre de la conduite D (m) ;
- Les pertes de charge J (m).

IV.7.1. Les pertes de charges (J) :

IV.7.1.1. La charge disponible « Jd » :

Pour le Polyéthylène à haute densité.

$$J_d = (Z_1 + 0,2) - (Z_2 + 0,5) \dots\dots\dots (23)$$

Avec :

J_d : la charge disponible (m) ;

Z_1 : côte de départ (m) ;

Z_2 : côte d'arrivée (m).

IV.7.1.2. Calcul de la perte de charge :

Le calcul de la perte de charge se fera à l'aide de l'abaque des pertes de charge dans les tuyaux d'adduction et de distribution en polyéthylène.

Pour un diamètre D_i et un débit Q_o donnés. On trace une verticale qui passe par Q_o jusqu'au point d'intersection avec la droite D_i de ce point, puis on trace une horizontale qui coupe l'échelle des pertes de charge à la valeur recherchée. Ainsi nous pourrions déterminer les pertes de charge unitaires (J_u) et la vitesse (V).

IV.7.1.3. Calcul de la pression au niveau du réservoir d'arrivé :

$$P = Z_1 - (Z_2 + J_t) \dots\dots\dots (24)$$

Avec :

P : pression (m) ;

Z_1 : côte de départ (m) ;

Z_2 : côte d'arrivée (m) ;

J_t : perte de charge totale (m).

$$J_t = 1,15 \times J_L \dots\dots\dots (25)$$

Avec :

J_t : perte de charge totale (m) ;

J_L : perte de charge linéaire (m).

IV.8 Calcul de la pression statique du flotteur :

La pression statique du flotteur permet d'arrêter l'écoulement de l'eau dans la conduite quand l'eau atteint le niveau trop - plein dans le réservoir d'arrivée.

$$P_f = (Z_1 + H) - Z_2 \dots\dots\dots (26)$$

Avec :

H : hauteur du réservoir de départ (m) ;

P_f : pression statique du flotteur (m).

IV.8.1: Détermination du diamètre économique de la conduite reliant le réservoir d'accumulation 8 000 m³ au réservoir de transit 2500 m³ :

Tableau IV-1: Caractéristiques de la conduite :

Longueur de la conduite en (ml)	Hauteur du réservoir de départ (m)	Côte de départ Z_1 en (m NGA)	Côte d'arrivée Z_2 en (m NGA)	Débit en (m ³ /s) transféré
219	7	628	610	0,0498

B/. Choix de la gamme des diamètres :

$$D = \sqrt{Q} = \sqrt{0,0498} = 0,223 \text{ m} = 223 \text{ mm}$$

$$D = 1,5 \sqrt{Q} = 1,5 \sqrt{0,0498} = 0,335 \text{ m} = 335 \text{ mm}$$

On prend la gamme normalisée [250, 280, 315, 355]

C/. Calcul de la charge disponible (J_d):

$$J_d = (Z_1 + 0,2) - Z_2$$

$$J_d = (628 + 0,2) - 610$$

$$J_d = 18,2 \text{ m}$$

$$J_d/L = 18,2 / 219$$

$$J_u = 0,083 \text{ m/mL}$$

En utilisant l'abaque des pertes de charge (Annexe) des conduites d'adduction en PEHD, on opte pour le diamètre qui permet d'avoir une faible perte de charge et une vitesse d'écoulement acceptable.

Tableau IV-2 : Vérification de la vitesse

D_{ext}	D_{int}	Q (m ³ /s)	V (m/s)	J_u/L (mm/mL)	J_u/L (m/mL)
250	231,8	0,0498	1,15	5,0	0,0050
300	292,2		0,75	1,6	0,0016
400	371		0,63	0,5	0,0005

On opte pour DN 250 ($D_{int} = 231,8 \text{ mm}$) PN 16.

D/ Calcul des pertes de charge totales :

$$J_t = 1,15 \times J_u \times L$$

$$J_t = 1,15 \times 0,0050 \times 219$$

$$J_t = 1.095 \text{ m}$$

E/ Calcul de la pression au niveau du réservoir d'arrivée :

$$P_r = Z_1 - (Z_2 + J_t)$$

$$P_r = 628 - (610 + 1.095)$$

$$P_r = 16.90 \text{ m}$$

F/ Calcul de la pression statique du flotteur :

$$P_f = Z_1 - Z_2$$

$$P_f = 628 - 610$$

$$P_f = 18 \text{ m}$$

NB : P_f est supérieure à P_r , donc le flotteur permet l'arrêt de l'écoulement de l'eau dans la conduite.

Tableau IV-3 : Calcul des frais d'amortissement

D_{ext} (mm)	Prix unitaire de la conduite (DA/ml)	Longueur de la conduite (m)	Prix de revient de la conduite (DA)	Annuité	Frais d'amortissement (DA)
250	4100.72	219	898057.68	0,09	80825.19

Le diamètre économique retenu est le DN 250 mm en PEHD PN 16.

IV.8.2. Détermination du diamètre économique de l'adduction gravitaire:

Détermination du diamètre économique de la conduite gravitaire reliant le réservoir tampon 2 500 m³ au réservoir de Ben Haroune de 500m³.

Tableau IV-4 Caractéristiques de la conduite :

Longueur de la conduite en (mL)	Hauteur du réservoir de départ (m)	Côte de départ Z_1 en (m NGA)	Côte d'arrivée Z_2 en (m NGA)	Débit transféré en (m ³ /s)
2613	3,6	610	560	0.0392

B/. Choix de la gamme des diamètres :

$$D = \sqrt{Q} = \sqrt{0.0392} = 0,198 \text{ m} = 198 \text{ mm}$$

$$D = 1,5 \sqrt{Q} = 1,5 \sqrt{0.0392} = 0,29 \text{ m} = 290 \text{ mm}$$

On prend la gamme normalisée [200,250, 300]

C/. Calcul de la charge disponible (J_d):

$$J_d = (Z_1 + 0,2) - Z_2$$

$$J_d = (610 + 0,2) - 560$$

$$J_d = 50.2 \text{ m}$$

$$J_d/L = 50.2/ 2613$$

$$J_u = 0.019 \text{ m/mL}$$

En utilisant l'abaque des pertes de charge des conduites d'adduction en PEHD, on opte pour le diamètre qui permet d'avoir une faible perte de charge et une vitesse d'écoulement acceptable.

Tableau IV-5 Vérification de la vitesse :

<i>D_{ext}</i>	<i>D_{int}</i>	<i>Q (m³/s)</i>	<i>V (m/s)</i>	<i>J_u/L (m/mL)</i>
200	198	0.0392	1.24	0.007
250	200		0.8	0.0035
300	290		0.55	0.0001

On opte pour DN 200 (D_{int} = 200 mm) PN 16.

D/. Calcul des pertes de charge totales:

$$J_t = 1,15 \times J_L = 1,15 \times 0,007 \times 2613$$

$$J_t = 21,035 \text{ m}$$

Remarque:

Dans le cas général, la perte de charge doit se rapprocher de la charge disponible, tout en restant inférieure à celle-là.

Pour permettre la vérification de cette condition, on doit prévoir un robinet-vanne qui va assurer l'ajustement du débit.

E/. Calcul de la pression au niveau du réservoir d'arrivée:

$$P_r = Z_1 - (Z_2 + J_t).$$

$$\Rightarrow P_r = 28.96 \text{ m}$$

$$P_r = 610 - (560 + 21,035) = 28.96 \text{ m.}$$

F/. Calcul de la pression statique du flotteur :

$$P_F = Z_1 - Z_2$$

$$\Rightarrow P_f = 50 \text{ m}$$

$$P_F = 610 - 560 = 50 \text{ m}$$

NB : P_f est supérieure à P_r , donc le flotteur permet l'arrêt de l'écoulement de l'eau dans la conduite de DN 160 en PEHD PN 16.

Tableau IV-6 : Calcul des frais d'amortissement :

D_{ext} (mm)	Prix unitaire de la conduite (DA/ml)	Longueur de la conduite (m)	Prix de revient de la conduite (DA)	Annuité	Frais d'amortissement (DA)
200	2960.60	2613	7736047.8	0,09	696244.30

Conclusion :

Le diamètre économique retenu est le DN 200 ($D_{int} = 200 \text{ mm}$) en PEHD PN 16.

IV.8.3. Détermination du diamètre économique de l'adduction de refoulement:

Détermination du diamètre économique de la conduite de refoulement reliant le réservoir tampon ($2\,500 \text{ m}^3$) au réservoir d'Ain Cheriki de (300 m^3):

Tableau IV-7 Caractéristiques de la conduite :

Longueur de la conduite en (m)	CR du réservoir 2500 m^3 (m NGA)	CTP du R.M.C d'Ain Cheriki 300 m^3 (m NGA)	Débit transféré (m^3/s)
2186	610	685	0,0260

A/. Choix de la gamme des diamètres :

$$D = \sqrt{Q} = \sqrt{0,0260} = 0,161 \text{ m} = 161 \text{ mm}$$

$$D = 1,5 \sqrt{Q} = 1,5 \sqrt{0,0271} = 0,241 \text{ m} = 241 \text{ mm}$$

On prend la gamme normalisée [200, 250] mm

B/. Calcul de la hauteur géométrique :

$$H_g = (C_{TP} + 0,5) - (C_R + 0,2)$$

$$H_g = (685 + 0,5) - (610 + 0,2)$$

$$H_g = 75.3 \text{ m}$$

D_{ext} (mm)	D_{int} (mm)	Q (m^3/s)	V (m/s)	A	$J_t = 1,15.J_L$ (m)	H_g (m)	H_{mt} (m)
200	161	0,0260	1,27	0,0165	17.04	75.3	92.34
250	241		0,57	0,0165	2.4	75.3	77.6

Tableau IV-8 Calcul des frais d'exploitation :

D_{ext} (mm)	D_{int} (mm)	Q (m^3/s)	Puissance (KW)	Energie (KW/h)	Prix de revient (DA)	Dépense d'énergie (DA)
200	161	0,0260	31.402	137540.76	4,2	577671.192
250	241		26.390	115588.2		485470.44

Tableau IV-9 Calcul des frais d'amortissement :

D_{ext} (mm)	Prix unitaire de la conduite (DA/ml)	Longueur de la conduite (m)	Prix de revient de la conduite (DA)	Annuité	Frais d'amortissement (DA)
200	2690,6	2186	5 881 651,6	0,09	529 348,60
250	4100,72		8 964 173,9		806 775,65

Tableau IV-10 Bilan :

<i>D_{ext}</i> (mm)	<i>Frais</i> <i>d'exploitation</i> (DA)	<i>Frais</i> <i>d'amortissement</i> (DA)	<i>Bilan</i> (DA)
200	577671.192	529 348,6	1107019.792
250	485470.44	806 775,65	1292246.09

Le diamètre économique retenu est le DN 200 mm ($D_{int}=161$ mm) en PEHD PN16

IV.9.Conclusion :

Dans ce chapitre l'étude des adductions de deux villages Ain Cheriki et Ben Haroun a permis de déterminer les diamètres économiques à l'aide des formules de BONIN et BRESSE .Le choix du diamètre a été imposé par les paramètres hydrauliques suivants : Le débit, une perte de charge raisonnable et une vitesse acceptable entre 0,5 et 1,5 m/s.

L'adduction gravitaire du réservoir d'accumulation de ($8000m^3$) vers le réservoir de tampon ($2500 m^3$), le calcul a abouti sur la base d'une étude technico- économique à un diamètre de $D=250mm$, de longueur 219 m avec un Frais d'amortissement de 80825.19 DA.

Ben Haroun (Adduction gravitaire) : Un diamètre de $D=250mm$ sur une longueur de 2613mavec un frais d'amortissement de 696244.30 DA.

Ain Cheriki (Adduction par refoulement) : Le calcul a permis de déterminer le diamètre $D= 200mm$, d'une longueur 2180 m avec un Bilan (frais d'amortissement + frais d'exploitation) =1107019.792DA.

Le PEHD PN16 comme matériau a été adoptée pour tous tronçons, gravitaires, et par refoulement.

Chapitre V : Les réservoirs

Chapitre V : Les réservoirs

Introduction :

Après avoir évalué les besoins en eau de la population, il faut choisir un réseau qui permet l'alimentation en eau potable de la localité en question, ce réseau comporte plusieurs éléments, à savoir, une station de pompage, une conduite de refoulement et de distribution, un ouvrage de stockage et un ouvrage de protection.

L'objectif de ce chapitre est de déterminer l'ouvrage de stockage nécessaire pour répondre au Besoins en eau a long terme (2050) dans les deux régions.

V.1. Fonctions des réservoirs :

Les fonctions d'un réservoir dans un système d'alimentation en eau potable sont de deux natures complémentaires l'une à l'autre à savoir :

- Des fonctions techniques ;
- Des fonctions économiques.

V.1.1. Fonctions techniques d'un réservoir :

- Les réservoirs constituent les organes régulateurs de pression et de débit entre le régime de production et celui de la consommation.
- Ils permettent d'emmagasiner l'eau lorsque la consommation est inférieure à la production et la restituent lorsque la consommation est supérieure à cette dernière.
- Les réservoirs permettent une certaines souplesses pour faire face, sans gêne pour les utilisateurs, aux accidents suivant :
 - Panne électrique.
 - Remplacement d'une pompe.
 - Accident sur la conduite de refoulement quand il se trouve à la tête du réseau.

Les réservoirs permettent une régularité de fonctionnement de pompage, de profiter au maximum du tarif de nuit en énergie électrique.

- Le réservoir joue le rôle d'un réacteur chimique à la sortie d'une usine de traitement ;
- Le réservoir assure un volume d'eau pour combattre les incendies.
- Les réservoirs peuvent également jouer le rôle de relais, ils sont appelés dans ce cas réservoirs tampons.

V.1.2. Fonctions économiques d'un réservoir :

Réduction du coût de l'installation sur les ouvrages de production ;

Réduction des dépenses d'énergie en réduisant la puissance consommée par les pompes. **III.1.**

Rôle des réservoirs

❖ **Augmentation des pressions**

Il s'agit dans ce cas d'un réservoir d'équilibre. Le réservoir est placé à un point et à une altitude de telle sorte qu'il puisse assurer la pression nécessaire dans des points très éloignés.

❖ **Utilité pour briser la charge**

Si le terrain présente un relief accidenté, en certains points du réseau, on peut avoir des pressions non admissibles, ce type de réservoir nous permet de briser la charge.

❖ **Stockage de la réserve d'incendie**

On peut avoir deux cas :

- un réservoir à part qui emmagasine la réserve d'incendie ; ceci est rare dans la pratique du fait du coût de réalisation de cette variante.
- la réserve d'incendie est accumulée dans le réservoir d'accumulation.

V.2. Classification des réservoirs :

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

V.2.1. Classification selon le matériau de construction :

Elle se base sur la nature des matériaux de construction des réservoirs :

- Réservoirs métalliques ;
- Réservoirs en maçonnerie ;
- Réservoirs en béton armé ou précontraint.

V.2.2. Classification selon la situation des lieux :

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

- Réservoir enterré ;
- Réservoir semi -enterré ;
- Réservoir surélevé ou sur tour.

V.2.3. Classification selon l'usage :

Vu les nombreux usages des réservoirs on peut les classer en :

- Réservoir principal d'accumulation et de stockage ;
- Réservoir d'équilibre (tampon) ;
- Réservoir de traitement.

V.2.4. Classification selon des considérations esthétiques :

Selon des considérations d'esthétisme, on peut affirmer les fonctions d'un réservoir, comme on peut l'intégrer au paysage.

VI.2.5. Classification selon la forme géométrique :

Dans la pratique, on retrouve deux formes usuelles :

- Réservoirs cylindriques ;
- Réservoirs rectangulaires (carré).

Comme il existe des réservoirs à forme quelconque (sphérique, conique...).

V.2.6. Les réservoirs en charge (sous pression) :

Ils maintiennent une pression supérieure à la pression atmosphérique au-dessus du plan d'eau par un dispositif de compression. On les retrouve généralement dans le cas d'une injection directe par pompage dans le réseau.

V.3. Construction des réservoirs :

Les réservoirs sont construits en :

V.3.1. béton armé :

Le béton utilisé doit présenter certaines caractéristiques tel que :

- La compacité ;
- Une faible perméabilité ;
- L'insensibilité à l'action de l'eau qui est contenue dans le réservoir.

V.4. Choix du type de réservoir :

Le choix du type de réservoir dépend surtout du facteur économique.

Les réservoirs enterrés et semi-enterrés présenteront par rapport au réservoir sur tour, les avantages suivants :

- économie sur les frais de construction,
- étude architecturale très simplifiée,
- étanchéité plus facile à réaliser,
- Conservation à une température constante de l'eau ainsi emmagasinée.

Ces types de réservoirs s'imposeront dès que la capacité deviendra importante.

V.5. Détermination de la forme et proportion des réservoirs :

A- Forme : En règle générale, les réservoirs sont rectangulaires, circulaires ou polygonaux (si l'ouvrage doit être adopté à la forme de la parcelle ou aux conditions de terrain).

Ces formes permettent une construction statique sans imprévus et adaptables, une exécution solide avec des possibilités d'agrandissements ultérieurs sans difficultés majeurs.

Le béton armé précontraint peut être utilisé pour réaliser des réservoirs circulaires et rectangulaires.

En dépit de leurs avantages qui sont la bonne stabilité des talus d'excavation et un moindre risque de fissuration, les réservoirs rectangulaires ne réalisent pas d'économie substantielle.

B- Hauteur d'eau : La hauteur d'eau est limitée le plus souvent entre 3 et 6 m, l'optimum, pour les agglomérations d'importance petite et moyenne. Pour les réservoirs de grandes capacités (villes importantes) la hauteur d'eau peut atteindre 7 à 10 m.

Une grande hauteur complique le nettoyage des réservoirs et provoque pendant l'exploitation des variations excessives de pression dans la zone de distribution.

Les valeurs indicatives suivantes, peuvent être prises en considération pour les réservoirs petits et moyens :

Capacité utile (m ³)	Hauteur d'eau optimum (m)
Jusqu'à 500	3 à 4
1000	4 à 5
5000	5 à 6

Dans la plus part des cas, une étude économique particulière est indiquée pour les grands réservoirs.

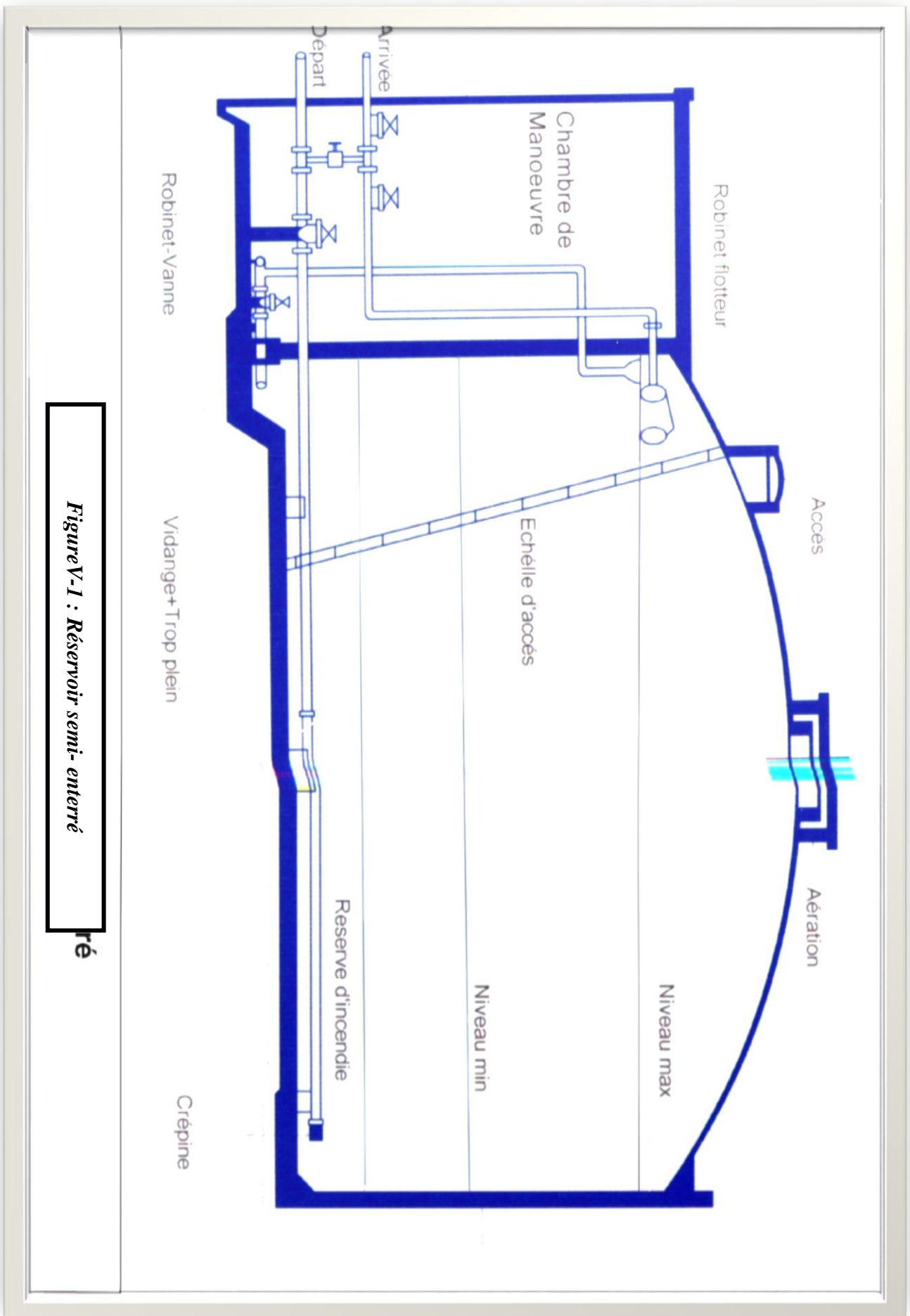


Figure V-1 : Réservoir semi-enterré

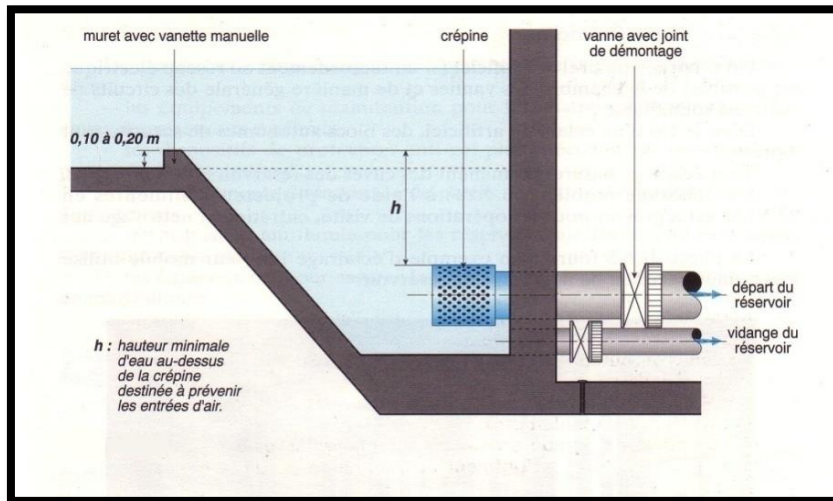


Figure V-2 : Conduites de la distribution et de vidange

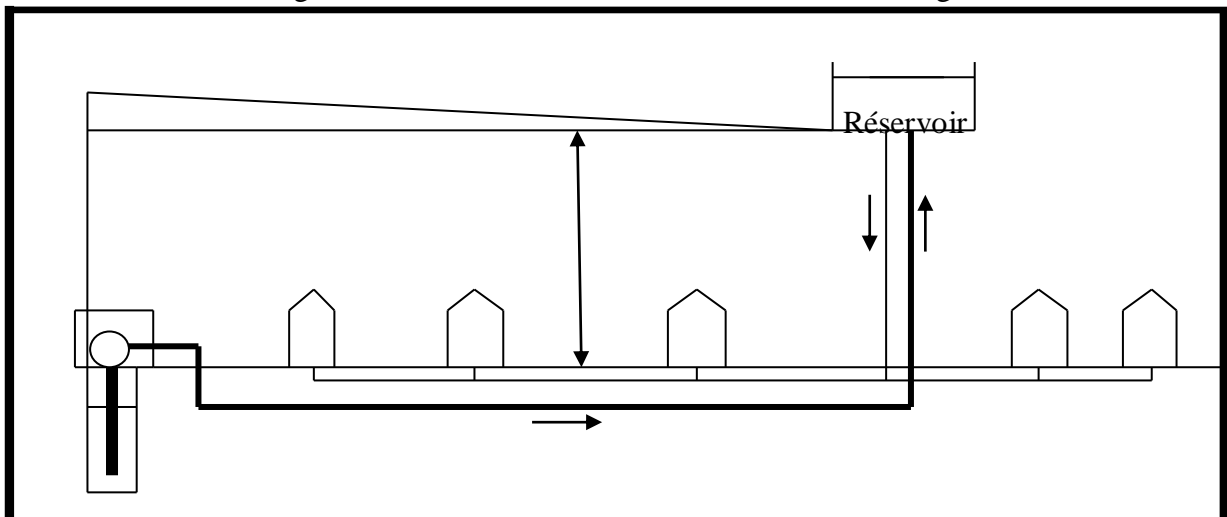


Figure V-3- : Emplacement du réservoir au milieu d'une agglomération

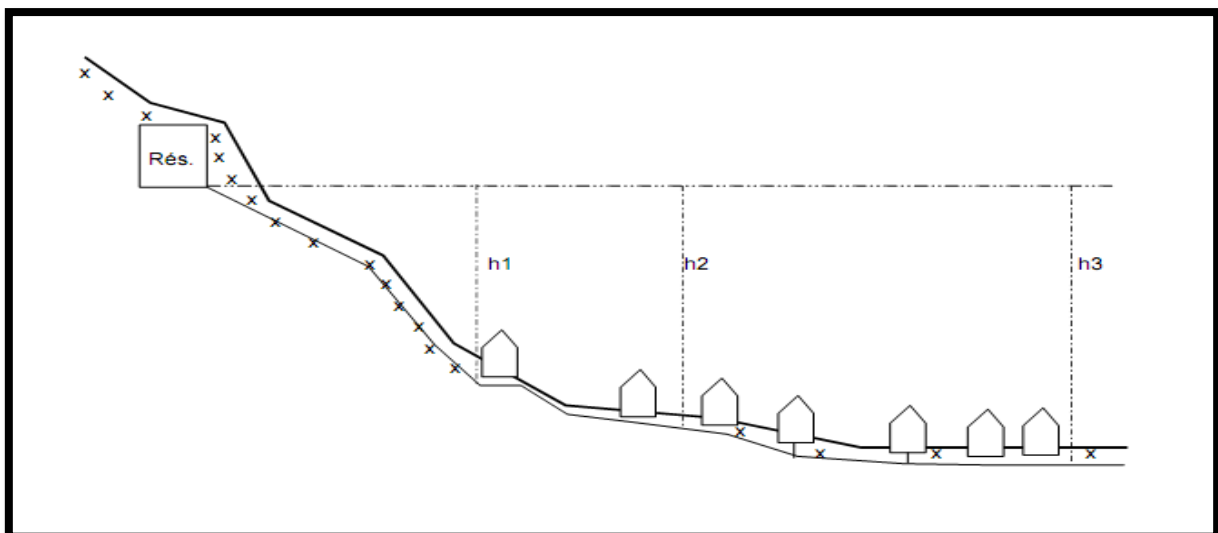


Figure V-4: Emplacement du réservoir en altitude

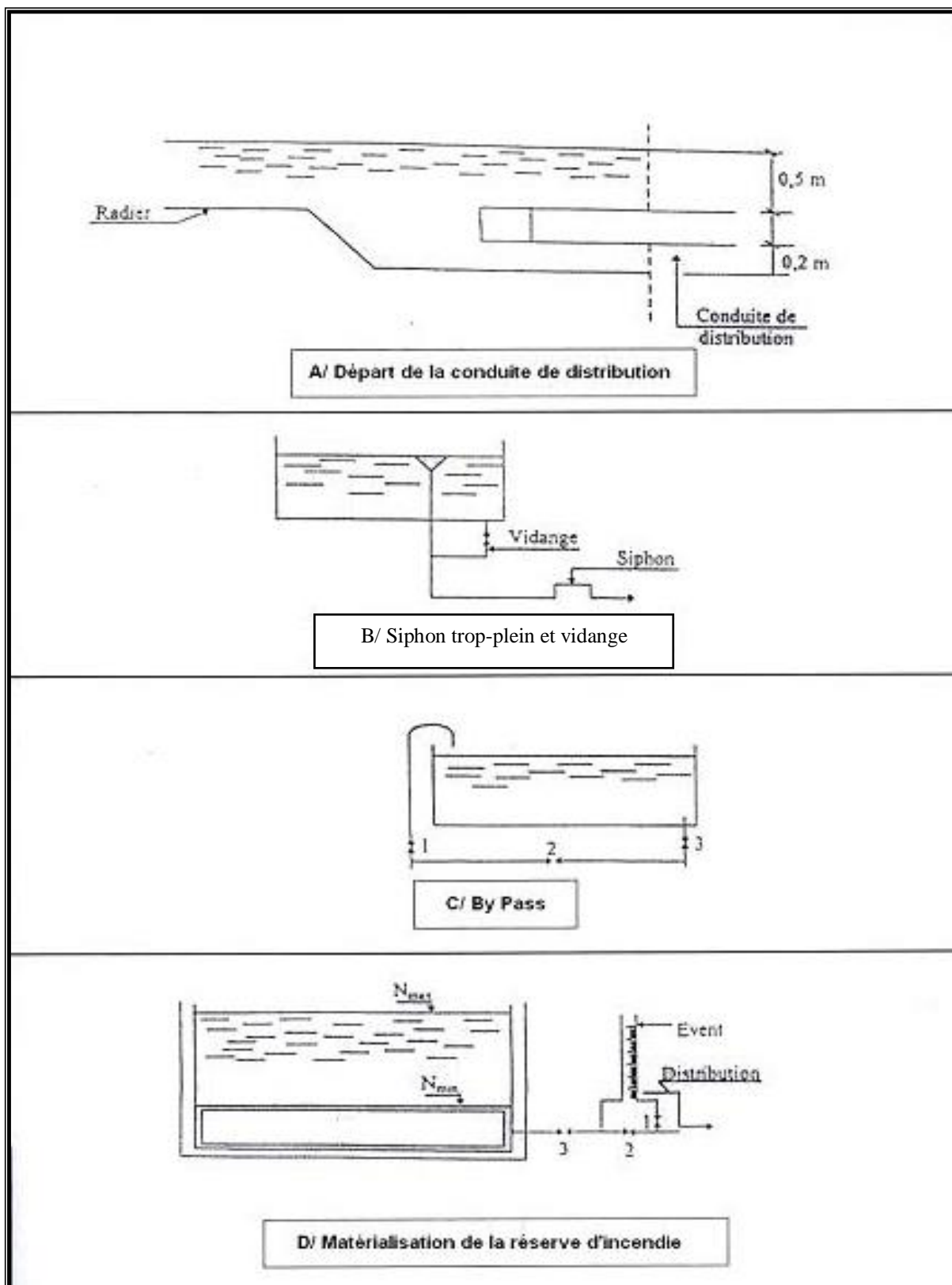


Figure V- 5 : Equipements hydrauliques d'un réservoir

V.6. Equipements hydrauliques du réservoir :

Les équipements du réservoir seront disposés avantageusement, dans une chambre de manœuvre accolée au réservoir, qui leur permet de remplir les différentes fonctions que nous l'attendons d'eux : réception de l'adduction et départ de l'eau vers la distribution.[2]

V.6.1. Conduite d'arrivée :

C'est la conduite provenant de la source gravitaire ment ou par refoulement qui tend à remplir le réservoir.

Selon la qualité de l'eau, cette arrivée peut avoir différents endroits au niveau de la cuve ; ceci pour permettre un bon brassage et une articulation de l'eau au niveau de la cuve tout en conservant le volume d'incendie intact et renouvelable pour éviter la contamination.

On distingue différents cas :

- arrivée par le haut en sur verse ;
- arrivée par le fond ou par le bas ;
- arrivée par le haut où la conduite est noyée ;

Mais actuellement en pratique, l'arrivée par le bas ou par le fond sont à conseiller pour pouvoir brasser convenablement l'eau.

V.6.2. Conduite de départ ou de distribution :

Cette conduite est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée à quelque centimètre au-dessus du radier (15 à 20 cm) pour éviter l'entrée de matières en suspension. L'extrémité est munie d'une crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex (pénétration d'air dans la conduite). Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette

V.6.3. Conduite de trop-plein :

Cette conduite permet d'évacuer l'excès d'eau au réservoir en cas où la pompe ne s'arrête pas. Si le réservoir est compartimenté, chaque cuve doit avoir une conduite de trop-plein. Ces conduites doivent se réunir dans la chambre de manœuvre pour former un joint hydraulique évitant la pénétration de tous corps étranger.

V.6.4. Conduite de décharge ou de vidange :

La conduite de vidange doit partir du point le plus bas du radier. Elle permet la vidange du réservoir en cas de nettoyage ou de réparation. Elle est munie d'un robinet vanne, et se raccorde généralement à la conduite de trop-plein. Le robinet vanne doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter les dépôts de sable.

V.6.5. Conduite by-pass :

C'est un tronçon de conduite qui relie la conduite d'arrivée et la conduite de départ dans le cas d'un réservoir unique non compartimenté. Cette conduite fonctionne quand le réservoir est isolé pour son entretien ou dans le cas d'une incendie a forte charge

V.6.6. Matérialisation d'une réserve d'incendie :

Pour conserver notre réserve incendie qui nous permet de lutter contre le feu, il faut que notre réservoir soit équipé de manière à ce que cette capacité ne soit pas utilisée à d'autres fins autres que l'incendie.

Nous proposons d'installer un système de matérialisation d'incendie dans les deux réservoirs jumelés.

Le système utilisé est un dispositif spécial de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement, une fois le niveau de la réserve d'incendie atteint.

En service normal, vanne 2 est fermée et la vanne 1 et 3 sont ouvertes. Si le niveau dans le réservoir descend jusqu'au niveau N_{incendie} , le siphon se désamorce grâce à l'évent ouvert à l'air libre et la réserve d'incendie ne sera pas utilisée.

En cas de sinistre, il suffit la vanne 2 tout en restant imprenable, la tranche d'eau consistant la réserve se trouve ainsi constamment renouvelée.

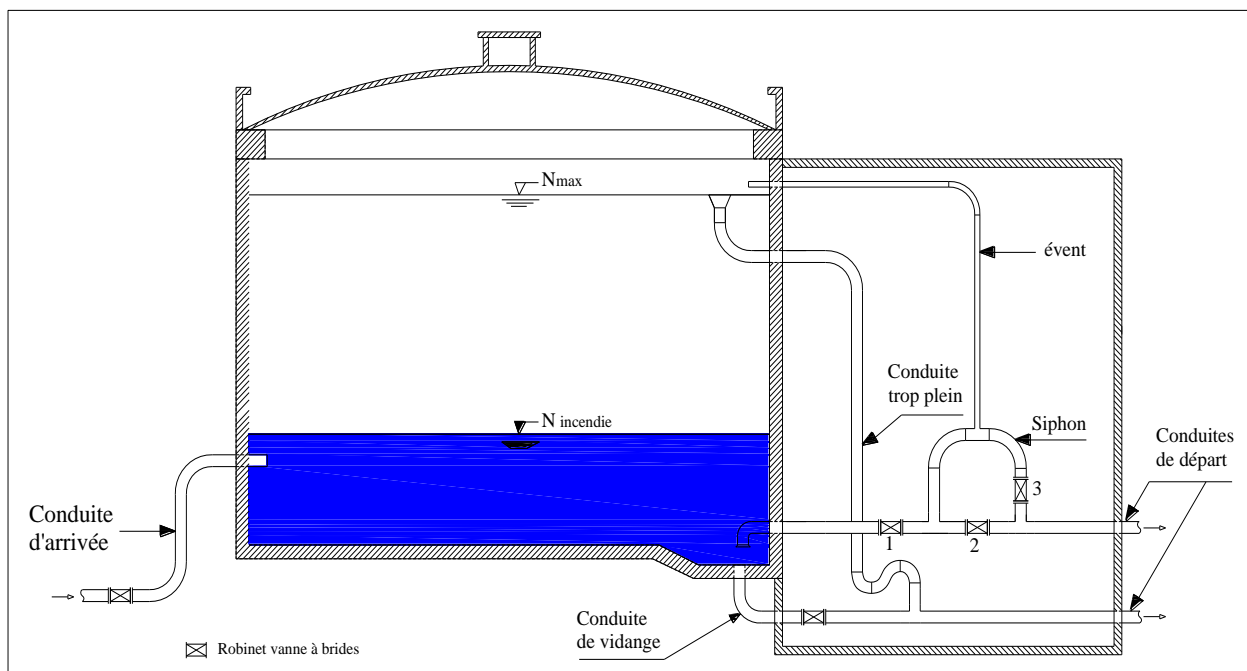


Figure V-6 équipement de réservoir

V.7. Exigences techniques :

Un bon réservoir doit répondre à différents impératifs et des exigences suivantes :

➤ **Étanchéité :**

Les cuves des réservoirs d'eau doivent être parfaitement étanches et ne recevoir aucun enduit intérieur susceptible d'altérer l'eau qu'elles conditionnent. Elles doivent être aussi aménagées de manière que l'eau circule régulièrement à l'intérieur en évitant toute stagnation.

➤ **Résistance :**

Les réservoirs doivent équilibrer, dans toutes leurs parties, les effets auxquels ils seront soumis, poids propre (surcharge d'exploitation), effets climatiques (neiges, vents,...etc.) effets dynamiques (séisme), effets de retrait, effets de fluage, variations de température.

➤ **Durabilité :**

Les matériaux constituant, tous les éléments des réservoirs doivent conserver leurs propriétés, après un long contact avec le liquide qu'ils retiennent.

V.8. Calcul de la capacité des réservoirs :

Le calcul de la capacité du réservoir doit tenir compte des facteurs suivants :

- la capacité de stockage du réservoir :
- le volume de stockage est de 12 heures de réserve.
- La consommation maximale horaire en m³/h,
- la réserve d'incendie. 120 m³

Dans notre chaîne, nous avons un type de réservoir :

- réservoir de stockage,

Leurs capacités sont déterminées comme suit :

Réservoir de stockage :

$$\text{CRS} = Q_{\text{maxj}} \cdot 50\% \quad \text{ou} \quad \text{CRS} = Q_{\text{maxh}} \cdot 12\text{h} \dots \dots \dots (27)$$

Avec :

CRS : capacité du réservoir de stockage,

$Q_{\text{max,h}}$: débit horaire maximal,

$Q_{\text{max,j}}$: débit journalier maximal.

Avec : CRT : capacité du réservoir de transit

V.9. Calcul de la capacité des réservoirs du Ain cheriki et Ben Harounen (2050) :

On a calculé la consommation moyenne journalière dans le chapitre de l'estimation des besoins en eau:

$$Q_{\text{max,j}} (2050) = 2200.15 \text{ m}^3/\text{h} = 91.67 \text{ m}^3/\text{h} \text{ (la ville de Ben Haroune)}$$

$$Q_{\text{max,j}} (2050) = 663.88 \text{ m}^3/\text{h} = 27.66 \text{ m}^3/\text{h} \text{ (la ville de Ain cheriki)}$$

Tableau V-1 : Calcul de la capacité de réservoir de stockage de Ben Haroun

<i>Désignation</i>	<i>Unité</i>	<i>Horizon</i>
		2050
<i>Réservoir de stockage de Ben Haroun</i>		
Débit stocké	m ³ /h	91.67
Temps de réserve	H	12
Capacité calculée	m ³	1100
Réserve d'incendie	m ³	120
Capacité calculée	m ³	1220
Capacité de réservoir existant	m ³	500
Déficit	m ³	720
Réservoir à projeté	m ³	1300

Tableau V-2: Calcul de la capacité du réservoir de stockage d'Ain Cheriki

<i>Désignation</i>	<i>Unité</i>	<i>Horizon</i>
		2050
<i>Réservoir de stockage et de transit d'Ain Cheriki</i>		
Débit de transit	m ³ /h	27.66
Temps de réserve	H	12
Capacité calculée	m ³	332
Réserve d'incendie	m ³	120
Capacité totale calculée	m ³	452
Capacité du réservoir existant	m ³	300
Déficit	m ³	152
Capacité du réservoir à projeter	m ³	500

V.10. Dimensionnement des réservoirs :

On calcule les dimensions des réservoirs à l'aide des formules suivantes :

V.10.1. Section des réservoirs projetés :

$$V_R = S \times h \text{ où } S = V_R / h \dots \dots \dots (28)$$

Avec:

V_R : volume du réservoir projeté [m^3] ;

S : section [m^2] ;

h : hauteur de la lame d'eau [m].

VI.15.2. Diamètre du réservoir :

$$D = \sqrt{\frac{4V_R}{\pi h}} \quad (m) \dots \dots \dots (29)$$

Avec :

D : diamètre du réservoir [m],

V_R : volume du réservoir projeté [m^3],

h : hauteur de la colonne d'eau prise entre 3 et 6 m.

La hauteur de la réserve d'incendie dans le réservoir est calculée par la formule suivante :

$$H_{inc} = 4 \frac{V_{inc}}{\pi D^2} \dots \dots \dots (30)$$

Avec :

H_{inc} : hauteur de la réserve d'incendie dans le réservoir [m] ;

V_{inc} : le volume de la réserve d'incendie égale à 120 m^3 .

Tableau V-3: Caractéristiques des réservoirs projetés.

Réservoirs	V (m^3)	H (m)	D_{th} (m)	$D_{standard}$ (m)	S (m^2)	H_{inc} (m)
Réservoir de stockage d'Ain Cheriki	500	3	14.57	15	167	0.68
Réservoir de stockage de Ben Haroun	1300	4	20.34	21	325	0.35

V.10.Conclusion :

Dans ce chapitre on a procédé au dimensionnement des réservoirs de stockage projetés qui devraient alimenter les villages d'Ain cheriki et de Ben Haroun en eau potable pour l'horizon 2050.

Pour le premier réservoir de stockage (semi-enterré) qui devrai alimenter par refoulement Ain cheriki est d'une capacité de 500 m^3 , d'une hauteur de 3 m et de diamètre $D= 15$ m. Pour ce qui concerne le second réservoir de stockage (semi-enterré) qui devrai alimenter gravitairement la localité de Ben Haroun est de capacité de 1300 m^3 , d'une hauteur de 4 m et de diamètre $D= 21$ m.

Chapitre VI :

Choix des pompes

Chapitre VI : Choix des pompes

Introduction:

Dans l'adduction par refoulement et Pour assurer l'élévation des fluides de la cote du départ (captage, station de pompage) vers la cote d'arrivée des eaux (en général un réservoir), il faut fournir à la colonne d'eau une énergie supplémentaire par l'intermédiaire d'une pompe. [4]

VI.1. types depompes:

De par leur principe de fonctionnement, il existe deux types de pompe :

VI.1.1 pompes volumétriques :

Dans ces pompes, l'écoulement du liquide est produit par la variation de volume d'une ou plusieurs capacités qui, alternativement, aspirent et refoulent le liquide. Des soupapes actionnées par la pression du liquide, assurent souvent au progression dans la direction choisie.

Les pompes volumétriques procurent en général une très forte pression et un faible débit.

Ces caractéristiques ne correspondent pas aux besoins l'adduction d'eau.

VI.1.2 .pompes centrifuges:

Dans le domaine de l'hydraulique, on utilise presque exclusivement des pompes centrifuges. La pompe centrifuge est une machine rotative qui pompe un liquide en le forçant au travers d'une roue à aube ou d'une hélice appelée impulseur (souvent nommée improprement turbine). Par l'effet de la rotation de l'impulseur, le fluide pompé est aspiré axialement dans la pompe, puis accéléré radialement, et enfin refoulé tangentiellement.

VI.2. Principe de fonctionnement d'une pompe centrifuge :

Le principe de fonctionnement d'une pompe centrifuge est le suivant :

Supposant une pompe pleine d'eau ; sous l'effet de rotation de la turbine entraînée par le moteur, l'eau qui arrive dans la région axiale, ou œillard, est projetée à la périphérie, et de ce fait, engendre une dépression, ce qui engendre un appel des tranches suivantes et, par suite, un écoulement continue de la veine liquide, laquelle est recueillie par la volute ou par le diffuseur, et dirigée dans la conduite de refoulement.

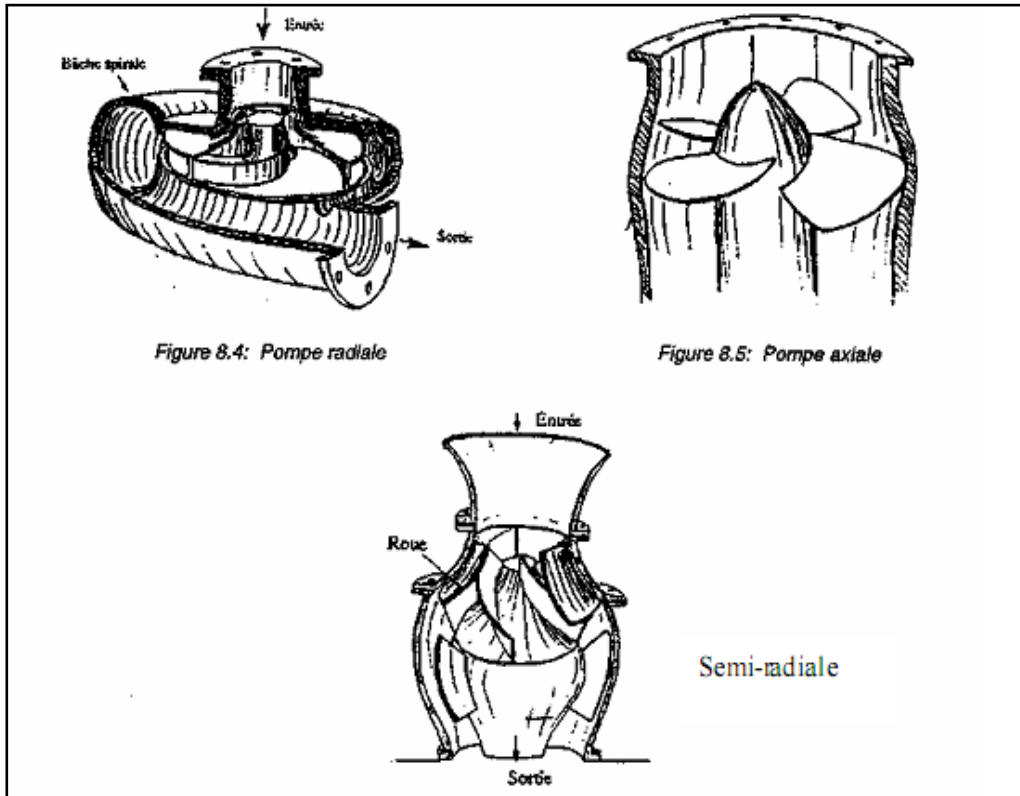


Figure VI- 1 : Classification des pompes

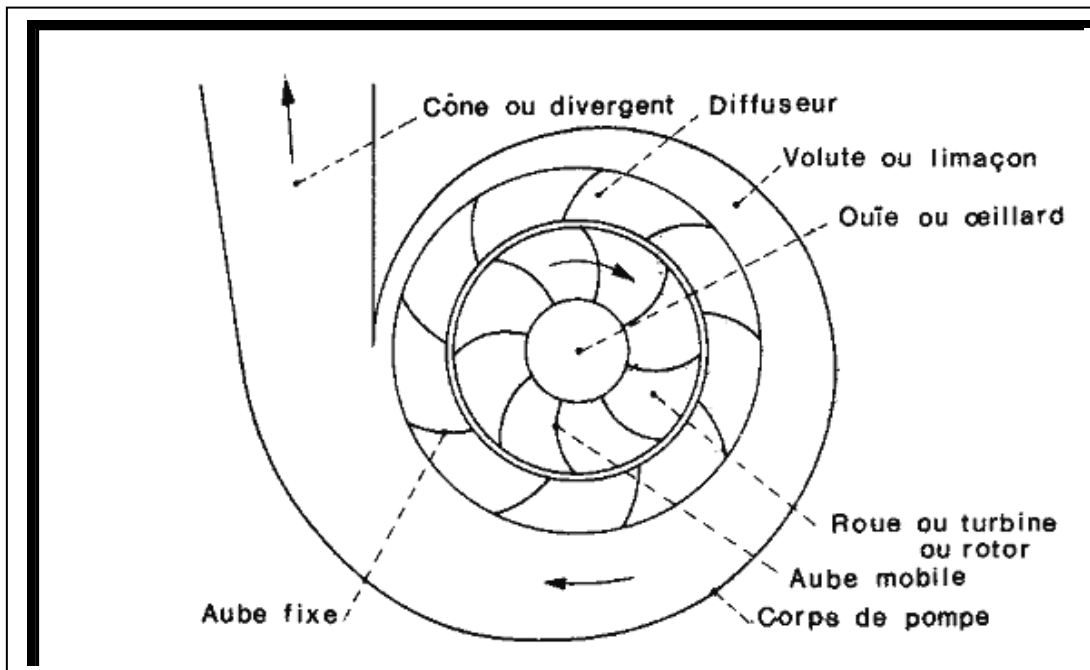


Figure VI- 2 : Constitution d'une pompe centrifuge

VI.2.1 Amorçage des pompes centrifuges :

L'amorçage des pompes est une opération qu'on effectue lorsqu'on désire faire fonctionner une pompe qui risque d'être vide, on procède alors au remplissage avec de l'eau. L'opération d'amorçage peut être réalisée dans les cas suivants :

- A la première mise en marche des pompes ;
- Après une réparation ;
- A l'occasion d'arrêt prolongé par suite de mauvais fonctionnement des clapets ou en raison de la présence d'un peu d'air dans la canalisation.

L'opération d'amorçage consiste donc à extraire cette air pour que l'eau puisse venir prendre sa place.

VI.2.1.1 Commande automatique des pompes centrifuges :

L'automatisation des installations d'un service d'eau est très intéressante, par l'avantage d'une réduction du personnel, mais elle ne peut pas assurer une sécurité totale à cause des défaillances du matériel, pour cela une commande manuelle doit obligatoirement être intégrée dans le système d'automatisation.

Cette automatisation doit réaliser les fonctions suivantes :

- l'arrêt du pompage lorsque le plan d'aspiration s'abaisse anormalement ;
- l'arrêt du pompage quand le réservoir est plein.

La reprise du pompage dès que les conditions d'aspiration redeviennent normales, au sitôt le plan d'eau dans le réservoir s'abaisse au-dessous d'un certain niveau.

Les commandes sont réalisées différemment selon l'importance de la longueur qui sépare les deux cuves.

VI.2.1.2 Commande par ligne pilote :

Ce genre de commande est utilisé lorsque la distance entre la station de pompage et le réservoir est peu importante.

C'est un interrupteur à flotteur qui est disposé à la partie haute du réservoir, il est relié par un câble enterré ou sur poteaux, au contacteur du moteur qui enclenche ce dernier pour un niveau inférieur et le déclenche pour un niveau supérieur.

VI.2.1.3 Commande sans ligne pilote :

Lorsque la distance qui sépare la station de pompage et le réservoir est très importante, nous utilisons ce genre de commande, Le principe de fonctionnement est le suivant :

Dès que l'eau dans le réservoir a atteint un certain niveau, le servo-clapet est placé au débouché de la canalisation de refoulement obstrue cette dernière.

Il en résulte une surpression dans la canalisation, phénomène qui agit sur le relais hydroélectrique dans la station de pompage, ce relais coupe le circuit électrique d'alimentation des pompes.

VI-3- Paramètres hydrauliques des pompes:

Le fonctionnement d'une pompe est caractérisé par:

- Le débit(Q)
- La hauteur créée par la pompe(HMT)
- La hauteur d'aspiration(Ha)
- La puissance(P)
- Le rendement(η)

VI.4. Couplage des pompes :

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

Les différentes combinaisons possibles doivent être étudiées sur le plan économique et hydraulique.

VI.4.1 Pompes en série :

Les deux pompes sont couplées hydrauliquement en série, les débits qui les traversent sont les mêmes, La caractéristique résultante s'obtient en ajoutant la hauteur de refoulement pour chaque valeur du débit. Ce type de couplage est utilisé pour refouler un débit sensiblement constant à une hauteur importante.

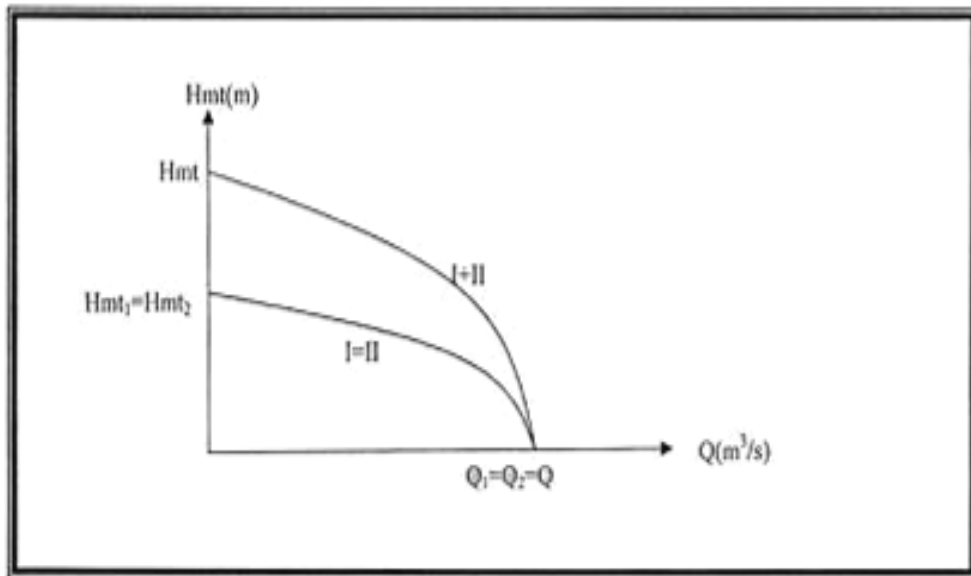


Figure VI- 3 : Couplage de deux pompes identiques en série.

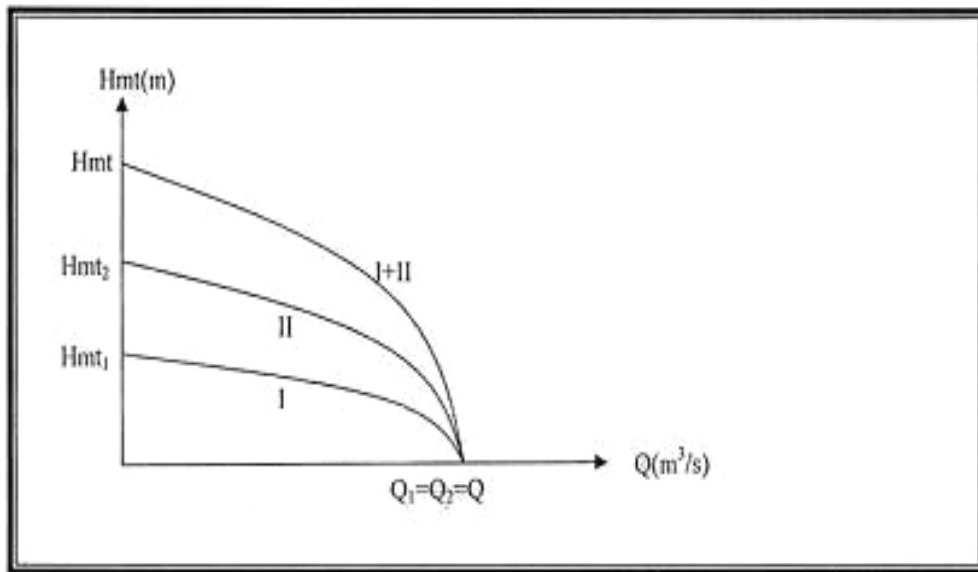


Figure VI- 4 : Couplage de deux pompes différentes en série.

VI.4.2. Pompe en parallèle :

Si deux pompes sont couplées hydrauliquement en parallèle, les hauteurs qu'elles fournissent sont nécessairement égales. La caractéristique résultante s'obtient en ajoutant les débits pour une même hauteur fournie.

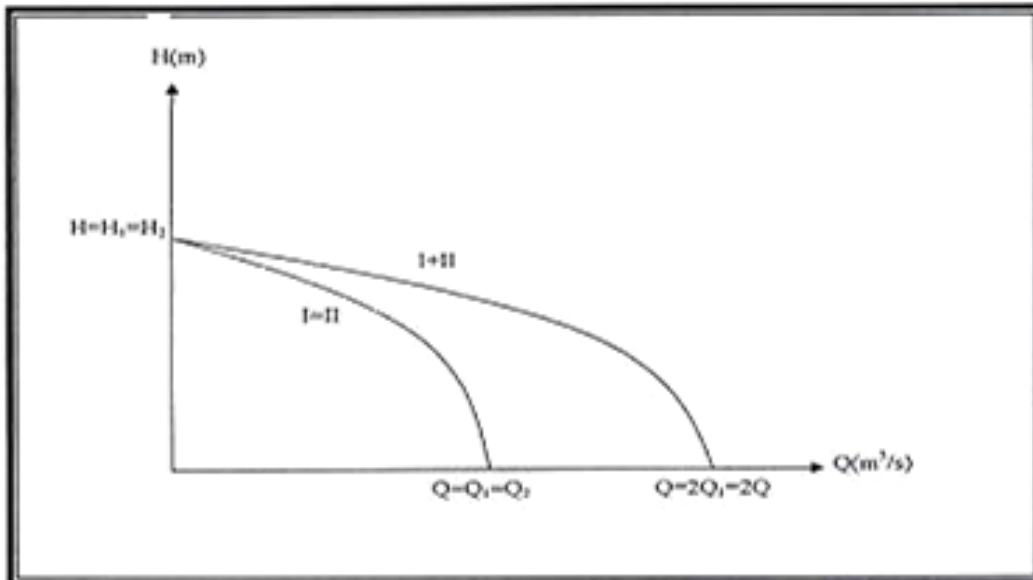


Figure VI- 5 : Couplage de deux pompes identiques en parallèle.

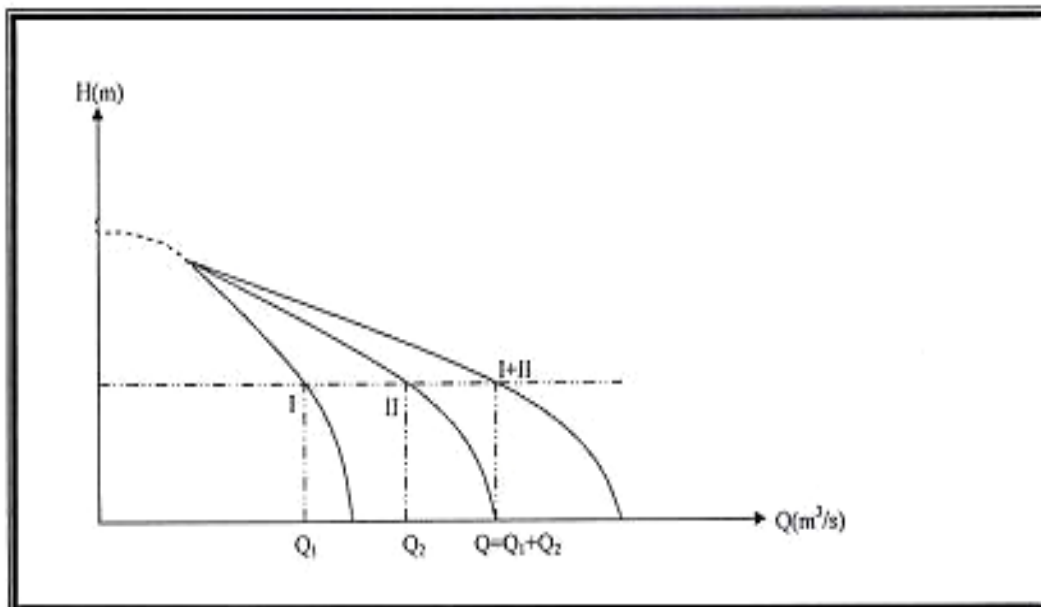


Figure VI- 6 : Couplage de deux pompes différentes en parallèle.

VI.5. Choix de type de pompe :

Le choix de la pompe est conditionné par divers paramètres, les plus importants sont :

-**Le débit** : le débit que la pompe est appelée à refouler.

- **La hauteur manométrique totale (H_{mt})** : c'est la hauteur à laquelle la pompe Devra parvenir l'eau.

- **Le rendement** : il est préférable que la pompe fonctionne dans la zone de Rendement maximal afin d'éviter les pertes d'énergie
Dans le cas de notre projet, on choisira les pompes centrifuges vu les avantages qu'elles Présentent.

En effet les pompes centrifuges accouplées aux moteurs électriques ont les avantages suivants :

- Légères
- Peu coûteuses
- Disponibles sur le marché national
- Peu encombrants
- D'un très bon rendement

VI.6. Point de fonctionnement d'une installation:

Le point de fonctionnement d'une installation, c'est le point d'intersection de la courbe Caractéristique de la pompe et celle de la conduite.

VI.6.1. Caractéristique de la pompe:

Q(m ³ /h)	0	80	90	100	110	120	130	140	150	180	195
H _{mt} (m)	100	98	97	96	95.5	94.5	94	93	92	88.4	86.4

VI.6.2 Caractéristique de conduite :

Equation de la conduite de refoulement

Si on présente la charge nécessaire en fonction du débit on aura :

$$H_{mt} = H_g + \Delta H_T$$

Avec :

H_{mt} : la hauteur manométrique totale [m]. H_g : la hauteur géométrique [m].

ΔHT : la perte de charge totale [m].

Or les pertes de charges sont en fonction de la vitesse au carré, donc du débit au carré.

Alors :
$$H_{mt} = H_g + k (Q)^2 \dots\dots\dots (31)$$

VI.7. Recherche du point de fonctionnement désiré :

La détermination de ce point est basée sur des considérations techniques et économiques ; les caractéristiques de la conduite ayant été déterminées, on trace la courbe qui représente les variations des pertes de charges totales en fonctions du débit. Le point de fonctionnement (p) qui représente l'intersection de la courbe caractéristique de la conduite et celle de la pompe ne coïncide pas généralement avec le débit désiré. Pour remédier à ce problème on envisage différentes méthodes :

Accepter le point de fonctionnement tel qu'il est donné : le débit à relever sera donc supérieur à celui désiré.

Accepter les caractéristiques de la pompe et vanner sur le refoulement :
Augmentation de la consommation d'énergie.

Rogner la roue afin de faire passer les caractéristiques (Q, H) par le point désiré :
Baisse du rendement de la pompe.

Concevoir une pompe semblable susceptible de répondre aux besoins c'est-à-dire le débit, la vitesse et la hauteur nécessaire.

VI.8. Choix des pompes :

Le débit : le débit que la pompe est appelée à refouler.

La hauteur manométrique totale (HMT) : c'est la hauteur à laquelle la pompe devra parvenir l'eau.

Le rendement : il est préférable que la pompe fonctionne dans la zone de rendement maximal afin d'éviter les pertes d'énergie

Dans le cas de notre projet, on choisira les pompes centrifuges vu les avantages qu'elles présentent.

En effet les pompes centrifuges accouplées aux moteurs électriques ont les avantages suivants :

- Légères
- Peu coûteuses
- Disponibles sur le marché national

- Peu encombrants
- D'un très bon rendement

VI.9. Point de fonctionnement :

Le point de fonctionnement F d'une pompe débitante dans une conduite définie par un débit Q , et une hauteur H est représenté par le point d'intersection de la courbe caractéristique de la pompe C_{cp} dite caractéristique débitante et la courbe caractéristique de la conduite C_{cc} dite caractéristique résistante.

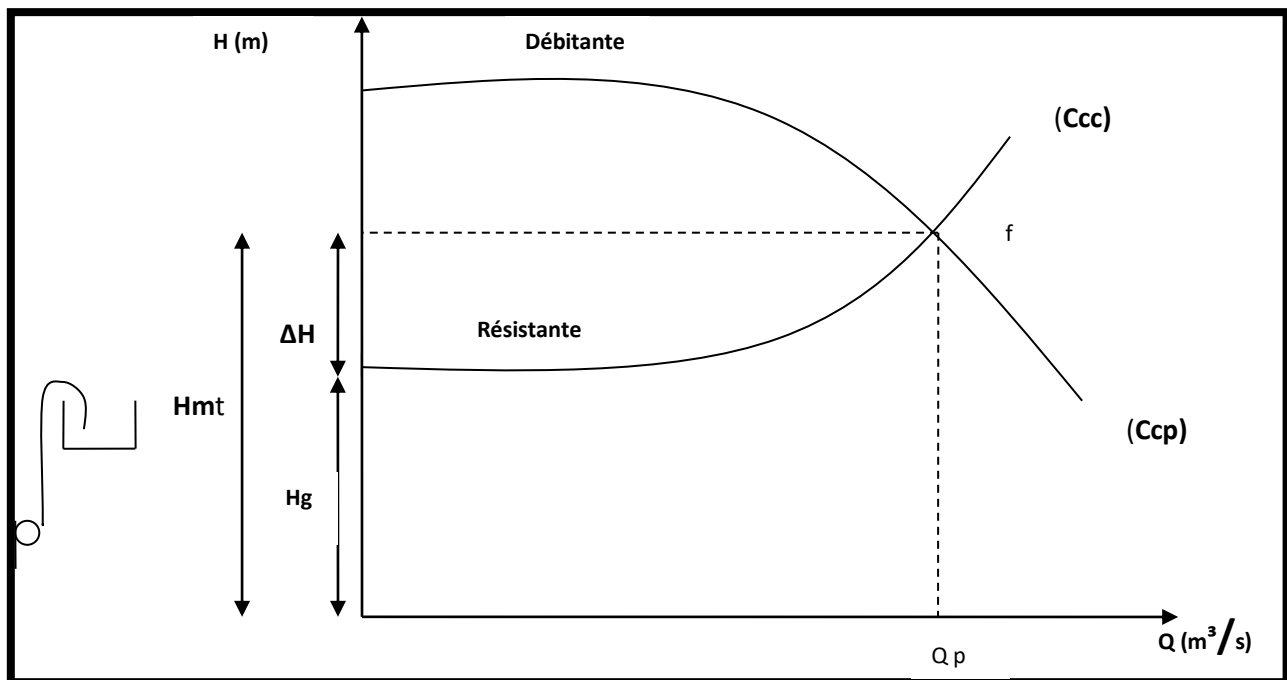


Figure VI- 7 : Principe de détermination du point de fonctionnement dans une conduite

VI.10. Etude et choix des pompes :

VI.10.1 Elévation du réservoir tampon de 2 500 m³ au réservoir de stockage d'Ain Cheriki de 300 m³ :

- Débit à relever : 93, 6 m³/ h ;
- Hauteur manométrique totale d'élévation : $H_{tm} = 92.34$ m ;
- Hauteur géométrique : 75.3 m ;
- Longueur de la conduite : $L = 2186$ m ;
- Diamètre de la conduite : $D_{int} = 161$ mm ($D_{ext} = 200$ mm) ;
- $\lambda = 0,0165$

Choix de la pompe :

En tenant compte du débit Q, de la hauteur manométrique totale Hmt, nous avons choisi du catalogue d'ELETROPOMPE donné par la DRE, une pompe centrifuge de type NCBZ-2P-80-250-A à axe horizontale, multicellulaire à 04 étages plus une de secours avec :

- Vitesse de rotation : N = 2 960 tr /mn
- Diamètre de la roue : D = 269 mm
- Rendement maximal : $\eta_{max} = 73,9 \%$

B. Caractéristiques de la conduite :

Equation de la conduite de refoulement :

$$H_{mt} = H_g + k Q^2 \dots\dots\dots (32)$$

Avec :

$$H_g = 75.3 \text{ m}$$

$$D_{ext} = 200 \text{ mm}$$

$$D_{int} = 161 \text{ mm}$$

$$\text{Où : } K = \frac{1,15 \cdot 8 \cdot \lambda \cdot L}{g \cdot \pi^2 \cdot D^5} = \frac{1,15 \times 8 \times 0,0165 \times 2186}{9,81 \times (3,14)^2 \times (0.2)^5}$$

$$K = 10704.19 s^2/m^5$$

TableauVI-1 : Résultats de calcul pour la courbe caractéristique de la conduite de refoulement.

Q	Q	Φ	$\Delta H_T = k(Q)^2$	Hg	HMT=Hg+ΔHT
00	00	200	00	75.3	75.3
80	0.022	200	5.18	75.3	80.48
90	0.025	200	6.69	75.3	81.99
100	0.027	200	7.8	75.3	83.1
110	0.030	200	9.6	75.3	84.9
120	0.033	200	11.65	75.3	86.95
130	0.036	200	13.87	75.3	89.17
140	0.038	200	15.45	75.3	90.75
150	0.042	200	18.88	75.3	94.18
195	0.054	200	31.21	75.3	106.51

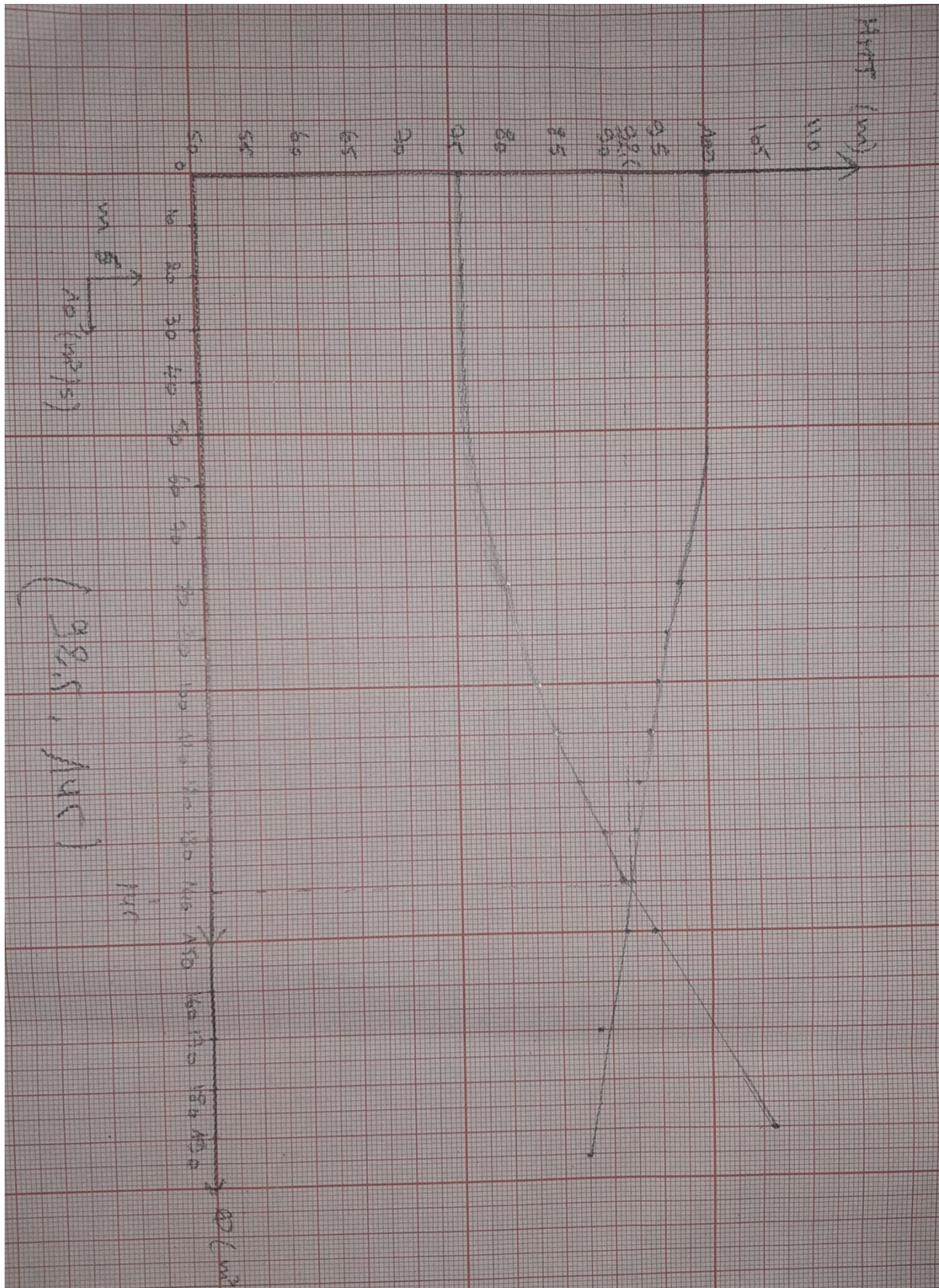


Figure VI-8 : Point de fonctionnement

Les courbes caractéristiques sont présentées dans cette figure (logicielle de caprari) :

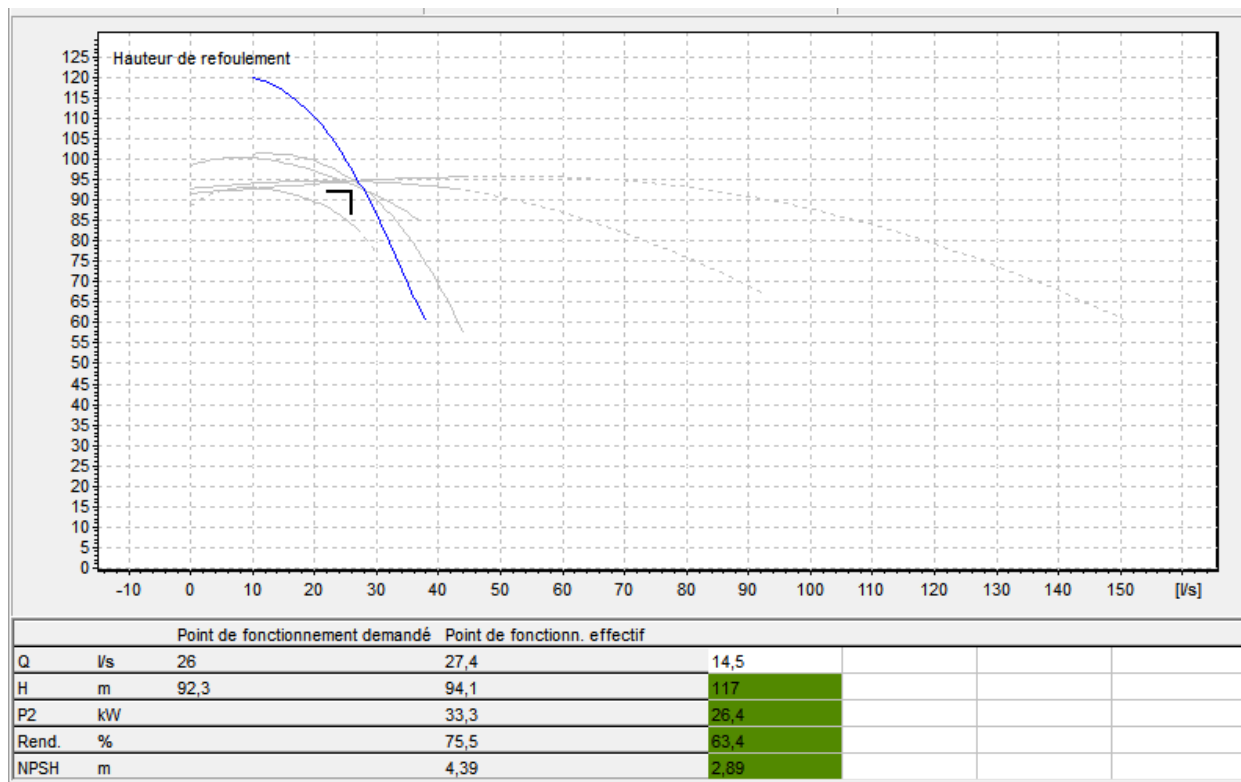


caprari
Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

PM 80/ 2 A											
Caractéristiques requises											
Débit	26 l/s										
Hauteur de refoulement	92,3 m										
Fluide	Eau potable										
Température	290 K										
Type d'installation	Pompe seule										
N.be de pompes	1										
Caractéristiques de la pompe											
Débit	27,4 l/s										
Hauteur de refoulement	94,1 m										
Puissance absorbée	33,3 kW										
Rendement	75,5%										
Hauteur manométrique H(Q=0)	126 m										
Orif. de refoulement	80 mm										
Caractéristiques moteur											
Fréquence	50 Hz										
Tension nominale	400 V										
Vitesse nominale	2950 1/min										
Nombre de pôles	2										
Puissance nominale P2	37 kW										
Courant nominal	- A										
Type de moteur	3~										
Classe d'isolation	F										
Degré de protection	IP 55										
Limites opérationnelles											
Démarrages / h max.	5										
Température maxi. du liquide pompé	363 K										
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³										
Densité max.	998 kg/m ³										
Viscosité maxi.	1 mm ² /s										
Caractéristiques générales											
Poids	425 kg										
Matériaux											
Corps de pompe	Fonte										
Corps d'aspiration	Fonte										
Roue	Fonte										
Bague d'usure	Fonte										
Corps d'étage	Fonte										
Chemise	Fonte										
Arbre	Acier inox										
Douille arbre	Acier inox										
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile										
Roulements à billes	Acier										
Presse-Etoupe	Fonte										
Etoupe	Tresse graphitée										
Caractéristiques de fonctionnement UNISO 2548/C <table border="1"> <thead> <tr> <th>Q [l/s]</th> <th>H [m]</th> <th>P [kW]</th> <th>Rend. [%]</th> <th>NPSH [m]</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td> </td> <td> </td> <td> </td> <td> </td> <td> </td> </tr> </tbody> </table>		Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]					
Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]							
Dimensions mm A = 1537 B = 1241 C = 170 D = 274 DNa = 100 DNm = 80 E = 195 F = 200 G = 841 H = 395 I = 600 L = 550 M = 20 N = 100 O = 42 P = 300 Q = 545 R = 575 V = 245											
Notes:											
Date	Page	Offre n°	Pos.N°								
24.11.2020	1										

PumpTutor Version: 2.0 - 05.05.2008 (Build 464)



FigurVI-9 :Caractéristiques de la pompe

VI.11.Conclusion:

Dans ce chapitre on a opté pour le choix d’une pompe centrifuge de type NCBZ-2P-80-250-A à axe horizontale, multicellulaire, dont le point de fonctionnement ($Q= 145\text{m}^3/\text{h}$, $H=92.5\text{ m}$), et une autre pompe de secours de même type. Ce choix est dû à l’application du logicielle Caprari . Ces pompes seront actionnées par des moteurs électriques de même marque.

Chapitre VII
Protection des conduites contre le coup de
bélier

Chapitre VII : protection des conduites contre le coup de bélier

Introduction:

Le coup de bélier est un phénomène transitoire, oscillatoire qui se manifeste dans des conduites en charge à écoulement gravitaire ou en refoulement. Ce phénomène peut être provoqué par diverses causes à savoir :

- Arrêt brutal d'un ou de plusieurs groupes électropompes alimentant une conduite de refoulement.
- démarrage d'une pompe.
- Fermeture instantanée ou brusque d'une vanne placée au bout d'une conduite.

Le coup de bélier est caractérisé par des surpressions et des dépressions dont leurs variations peuvent provoquer des dommages pour la conduite.

VII.1. Interprétation physique du coup de bélier :

Nous considérons dans un système analogue à notre système, c'est-à-dire une adduction par refoulement de la pompe jusqu'au réservoir avec une vitesse donnée.

Supposons qu'il se produit un arrêt brusque de la pompe ; cet arrêt provoque un phénomène oscillatoire qui peut être décrit en quatre phases :

1^{ère} phase

Après l'arrêt de la pompe, l'eau va suivre son chemin ascendant, il en résulte derrière la tranche d'eau considérée une dépression.

Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir suivant une distance (l) avec une célérité (c).

Au bout de ce temps la conduite est en dépression et le temps mis par l'onde est (l/c).

2^{ème} phase

La conduite reprend alors son diamètre primitif vu qu'elle a une certaine élasticité. Au bout d'une certaine période (l/c) ce qui fait au total ($2l/c$) depuis l'origine du phénomène, toute l'eau est redescendue mais va se trouver arrêter par le clapet de la pompe qui s'est fermé entre temps.

3^{ème} phase

En raison de cet arrêt la première tranche en contact avec le clapet va se trouver comprimer, entraînant une dilatation de la conduite.

Au bout d'une nouvelle période (l/c) ce qui fait ($3l/c$) depuis l'origine, toute la conduite sera dilatée avec une eau surpressée immobile.

4^{ème} phase

Chapitre VII protection des conduites contre le coup de bélier

Grâce à l'élasticité de la conduite, cette dernière reprend de proche en proche sa forme initiale allant du réservoir vers la pompe. au bout d'un nouveau temps (l/c) ce qui fait ($4l/c$) depuis l'origine, nous retrouvons dans la même situation qu'au début de l'étude du phénomène. Ce phénomène se produirait indéfiniment s'il n'est pas freiné par les pertes de charge

VII.2. Moyen de protection contre le coup de bélier :

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

Les appareils les plus utilisés sont les suivants :

- Les volants d'inertie qui interviennent dans la protection contre les dépressions.
- Les soupapes de décharge qui interviennent dans la protection contre les surpressions.
- Les réservoirs d'air et les cheminées d'équilibre qui interviennent à la fois dans la protection contre les dépressions et les surpressions.

Mais pour notre étude, nous avons choisi comme moyen de protection un réservoir d'air 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.

VII.3. Etude du coup de bélier :

a) Détermination de la valeur de surpression et de dépression :

La valeur maximale de la surpression et de la dépression est donnée par les relations suivantes :

$$\Delta H_{\max} = \pm \frac{aV_0}{g} \dots\dots\dots (33)$$

- **La surpression :**

$$H_s = H_g + H_{\max}$$

- **La dépression:**

$$H_d = H_g - H_{\max}$$

V_0 : Vitesse d'écoulement en régime normal (m/s) ;

Chapitre VII protection des conduites contre le coup de bélier

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

a: Célérité en [m/s].

H_g : la hauteur géométrique[m]

VII.3.1 Célérité des ondes :

La célérité des ondes du coup de bélier dans une conduite en PEHD est donnée par l'expression suivante :

$$a = \frac{1240}{\sqrt{1+k \frac{D}{e}}} \dots\dots\dots (34)$$

Avec :

K : coefficient dépendant du matériau (K=0,66 pour le PEHD) ;

a : Célérité des ondes en (m/s)

D : diamètre intérieur de la conduite (D = 200 mm=0.2m)

e : épaisseur de la conduite (l'Annexe)

Avec :

K = 0,5 pour l'acier ;

K = 4,4 pour l'amiante ciment ;

K = 1,7 pour la fonte ductile ;

K = 5 pour la conduite en béton ;

K = 0,66 pour le PEHD.

$$a = \frac{1240}{\sqrt{1+k \frac{D}{e}}}$$

a=431.64 m/s

Elle est donnée par la relation suivante :

$$V_0 = \frac{Q}{A} = \frac{4Q}{\pi D^2} \dots\dots\dots (35)$$

Avec :

Q : le débit refoulé et D : diamètre de refoulement

VII.3.2 les caractéristiques de la conduite de refoulement de la ville de Ainceriki :

- Longueur : L = 2186 m
- Diamètre : D = 200 mm

Chapitre VII protection des conduites contre le coup de bélier

- Hauteur géométrique : $H_g = 75.3 \text{ m}$
- Débit refoulé : $Q = 0.026 \text{ m}^3/\text{s}$

Application numérique :

Après calcul on trouve : $a=431.64 \text{ m/s}$ et $V_0=0,83\text{m/s}$

$$H_{\max} = \pm \frac{cV_0}{g} = \frac{431.64 * 0,83}{9,81} = \pm 36.52\text{m}$$

- **La surpression :**

$$H_s = H_g + H_{\max} = 75.3 + 36.52 = 111.82\text{m} \quad H_s = 111.82 \text{ m}$$

- **La dépression:**

$$H_d = H_g - H_{\max} = 75.3 - 36.52 = 38.78 \text{ m} \quad H_d = 38.78 \text{ m}$$

Remarque :

Si la valeur de la dépression est inférieure à 1 bar il y aura un risque de cavitation, c'est à dire la formation d'une poche d'air, qui peut engendrer des conséquences fatales.

Ce n'est pas le cas dans notre étude, la valeur de la dépression est bien supérieure à 1 bar.

VII.4.Réservoir d'air :

Comme étranglement à la base de la cloche, on a choisi la tuyère qui fonctionne au retour de l'eau comme un ajutage rentrant de BORDA et permet théoriquement d'avoir une perte de charge quatre (4) fois plus grande au retour qu'à l'aller.

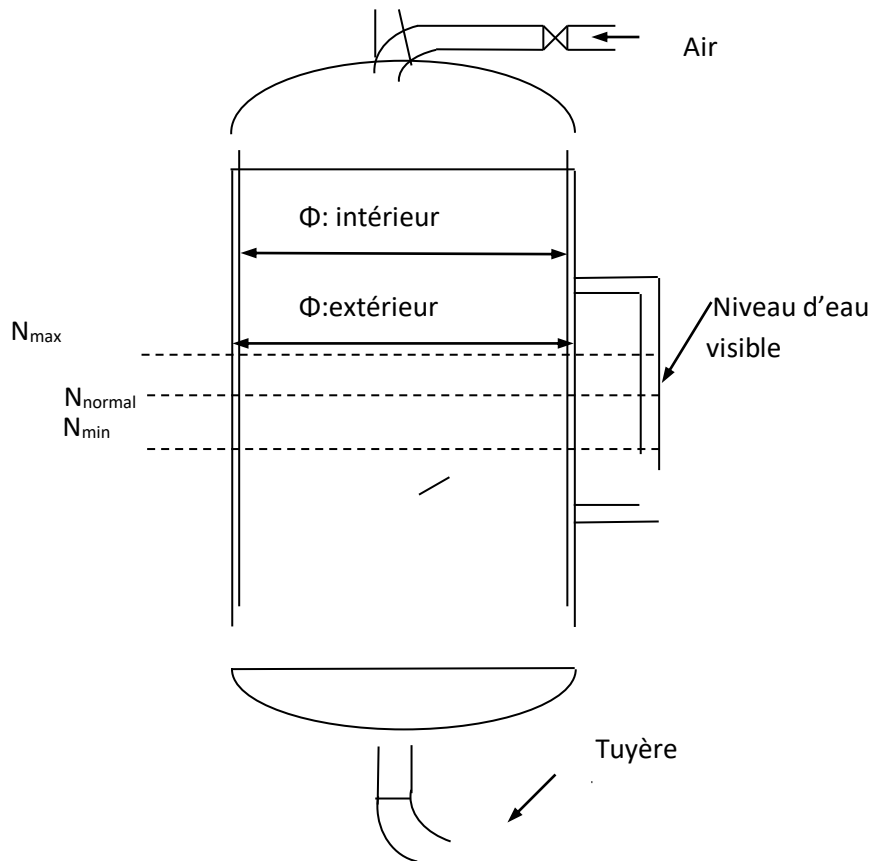


Figure .VII1: Réservoir d'air

VII.5.1. Dimensionnement du réservoir d'air :

Pour la détermination du volume d'air anti-bélier il y a plusieurs méthodes mais nous choisissons la méthode de VIBERT car :

- C'est une méthode graphique simplifiée de détermination du volume d'air.
- Abstraction des pertes de charges dans la conduite.
- Non prise en compte de l'organe d'étranglement.

Comme on a calculé la vitesse de la célérité : $c=431.64$ m/s, nous devons l'augmenté de 5% car c'est un matériau en (PEHD) donc la nouvelle célérité sera donc : $c=453.22$ m/s

Et la charge en tenant compte du coup de bélier :

$$H_g + \frac{a.V_0}{g} = 75.3+36.52=111.82 \text{ m}$$

- La charge maximale absolue :
 $Z_{max} = 111.82 + 10 = 121.82 \text{ m}$
- La charge statique absolue :
 $Z_0 = H_g + 10 = 75.3+10= 85.3 \text{ m}$

$$h_0 = \frac{V_0^2}{2g} = \frac{0,83^2}{9.81 * 2} = 0,035m$$

D'où :

$$h_0/Z_0 = 0,035/85.3 = 4,1 * 10^{-4}$$

$$Z_{max}/Z_0 = 121.82/85.3 = 1,42$$

On a les valeurs de (h_0/Z_0) et (Z_{max}/Z_0) on peut tirer la valeur de $(U_0/L.S)$ à partir de l'abaque de VIBERT (l'Annexe).

D'où la nécessité de prévoir une protection anti-bélier contre la surpression.

Le calcul est basé sur l'abaque de VIBERT qui donne le volume U_0 de l'air contenu

Dans la cloche sous un régime de marche à la vitesse V_0 .

En marche normale les caractéristiques de l'air dans le réservoir sont données par Z_0

Et Z_{max} .

Z_0 : pression absolue (hauteur géométrique de refoulement +10 m).

Z_{max} : pression absolue relative à la surpression.

Donc

$$U_0/L.S = 2 * 10^{-2}$$

$$Z_{min}/Z_0 = 0,73$$

Application :

$$U_0 = 6 * 10^{-2} * L * S = 2 * 10^{-2} * 2186 * (0,026/0,83) = 1.36 \text{ m}^3$$

$$U_0 = 1360 \text{ litres d'air.}$$

$$U_0 . Z_0 = U_{max} . Z_{min}$$

$$U_{max} = U_0 * (Z_0/Z_{min}) = 1360 * 1,16 = 1577.6 \text{ litres}$$

$$U_{max} = 1577.6 \text{ litres}$$

En tenant compte de la sécurité nous prenons $U_{max} = 1577.6$ litres d'air

VII.6.Conclusion:

Ce chapitre a été consacré au calcul du dimensionnement du réservoir d'air afin d'éviter et de limiter les conséquences néfastes, qui peuvent affecter les conduites et la pompe après les suppressions et les dépressions due à l'arrêt brusque de la pompe. Nous avons projeté un réservoir d'air à la sortie de la station de pompage de volume 1600 Litres.

Chapitre VIII :
protection Des
Conduites Contre La
Corrosion

Chapitre VIII : protection Des Conduites Contre La Corrosion

INTRODUCTION :

La destruction progressive des métaux sous l'action du milieu environnant est appelée corrosion.

La nature du sol et les installations électriques à courant continue situés au voisinage des réseaux d'alimentation en eau sont les causes principales de la corrosion.

On remarque que ce phénomène touche plus particulièrement les conduites en acier.

VIII.1 Les facteurs de la corrosion :

- L'eau elle-même n'a pas un caractère corrosif par contre certains éléments qui peuvent lui conférer ont des effets importants sur la corrosion.
- Le PH de l'eau dépend de la teneur en gaz dissout tel que CO₂ et H₂S on remarque dans la pratique que si le PH de l'eau est inférieur à 10 elle a un effet corrosif envers l'acier donc pour diminuer la corrosion on a intérêt à augmenter le PH de l'eau tout en veillant sur son oxydation.
- La température : les fortes variations de la température entraînent l'accélération de la corrosion on admet pour une variation de 30° le taux de corrosion est multiplié de deux jusqu'à trois.
- Le métal : l'acier dans notre cas qui étant couplé dans un milieu de potentiel différent sera constamment attaqué si une protection ne sera pas envisagée.

VIII.2 Mécanisme de la corrosion :

La corrosion d'un métal se produit par oxydation c'est-à-dire par perte d'électrons, le métal devient alors ion positif entre en solution et va se combiner avec un autre ion négatif rencontré dans cette solution.

La réaction d'oxydation du fer peut être schématisée de la manière suivante :



Et peut se poursuivre sous la forme :



Chapitre VIII : protection Des Conduites Contre La Corrosion

VIII.3 La corrosion externe :

Cette corrosion est caractérisée par une attaque du métal due à des phénomènes extérieurs en liaison le plus souvent soit avec la nature du sol soit avec des installations électriques à courant continu situées au voisinage des réseaux d'alimentation en eau .

Si ces phénomènes sont importants il peut se produire une destruction rapide des canalisations par perforation en forme de cratères très caractéristiques où attaque sous forme de couches de rouille croûteuse ou filandreuse annonçant une diminution de l'épaisseur du métal.

VIII.4 Corrosion par formation de pile :

L'attaque d'une conduite métallique posée dans le sol peut se comparer à ce qui se passe lorsque l'on plonge dans un bac d'électrolyte deux métaux différents

Dans le cas d'une conduite cette dernière jouera le rôle d'anode et se trouve attaquée

C'est ainsi que les métaux peuvent se classer suivant leur potentiel normal par rapport à une électrode de référence qui est l'électrode à hydrogène.

On peut classer les métaux en fonction de leur potentiel normal dans le tableau suivant :

Métaux	Potentiel normal à 25°
Or	1,079
Argent	0,771
Cuivre	0,329
Hydrogène	0
Etain	0,192
Fer	0,34
Zinc	0,77
Aluminium	1,28
Magnésium	1,49

Tableau 0III1 : le potentiel normal des métaux

Chapitre VIII : protection Des Conduites Contre La Corrosion

Une différence de potentiel se manifeste lorsque les deux électrodes sont constituées par un même métal.

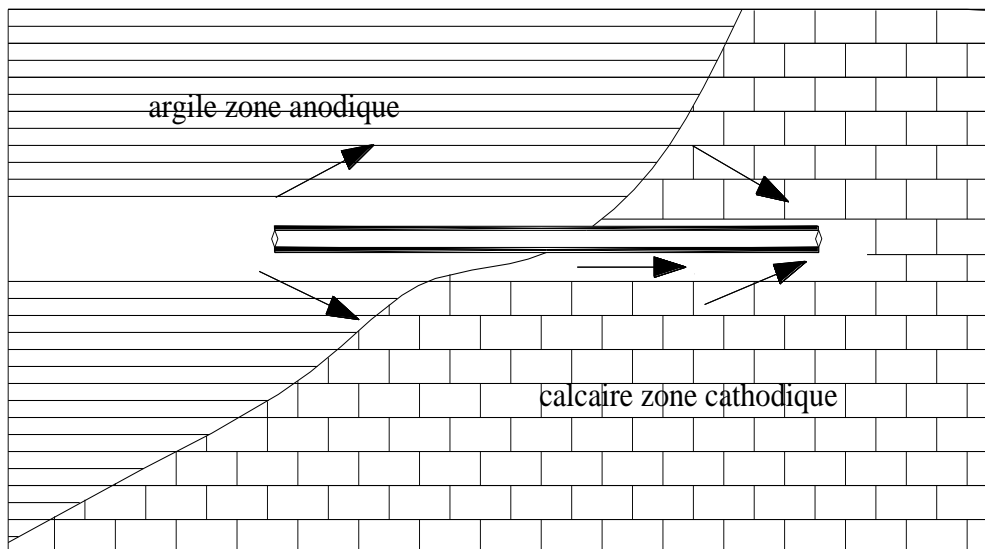


Figure VIII-1 : 1 corrosion par formation de pile

VIII.5. Pile de concentration :

Elle s'obtient quand on plonge deux électrodes de même métal dans un électrolyte à concentrations différentes.

En termes d'illustration nous citons l'exemple suivant :

Les terres argileux humides et peut aérés sont anodiques par contre les terres calcaires sableux secs et bien aérés sont cathodiques ceci représente un électrolyte à des concentrations différentes voir figure ci-dessus.

VIII.6. Remèdes contre la corrosion :

Les phénomènes conduisant a la corrosion des métaux étant d'origine électrochimique il est nécessaire pour les éviter de minimiser les réactions d'oxydation.

Il existe plusieurs procédés pour empêcher ou du moins amoindrir la corrosion :

VIII.6.1. Protection cathodique :

Généralement le potentiel de protection par rapport au milieu ambiant doit s'abaisser à une certaine valeur de 0.85V pour l'acier par rapport à une électrode de référence (métal plus électronégatif que le fer) cette méthode peut se faire de deux façons :

Chapitre VIII : protection Des Conduites Contre La Corrosion

- Soit à relier la conduite d'une part à une source d'énergie électrique et d'autre part à une anode enfouie dans le sol.
- Soit à constituer avec un métal plus électro négatif que le fer une pile où le fer jouera le rôle de cathode, il existe deux cas de protection cathodique.

VIII.6.1.1. Protection cathodique par anode réactive :

Ce type de protection consiste à relier de place en place la conduite à une pièce de métal plus électro négatif que le fer, zinc ou le magnésium de façon à former des piles où la conduite d'acier jouera le rôle de cathode.

VIII.6.1.2. Protection cathodique par soutirage de courant :

C'est la deuxième des cas envisagés et qui consiste à partir d'une source électrique de courant continu à relier la conduite à la borne négative de cette source, la borne positive étant raccordée à une prise de terre constituée ordinairement par de vieux rails enterrés dans un milieu humide à une distance assez grande de la conduite.

Le courant en quittant la prise de terre regagnera le pôle négatif de la source électrique en passant par la conduite et entraînera la dissolution anodique des vieux rails.

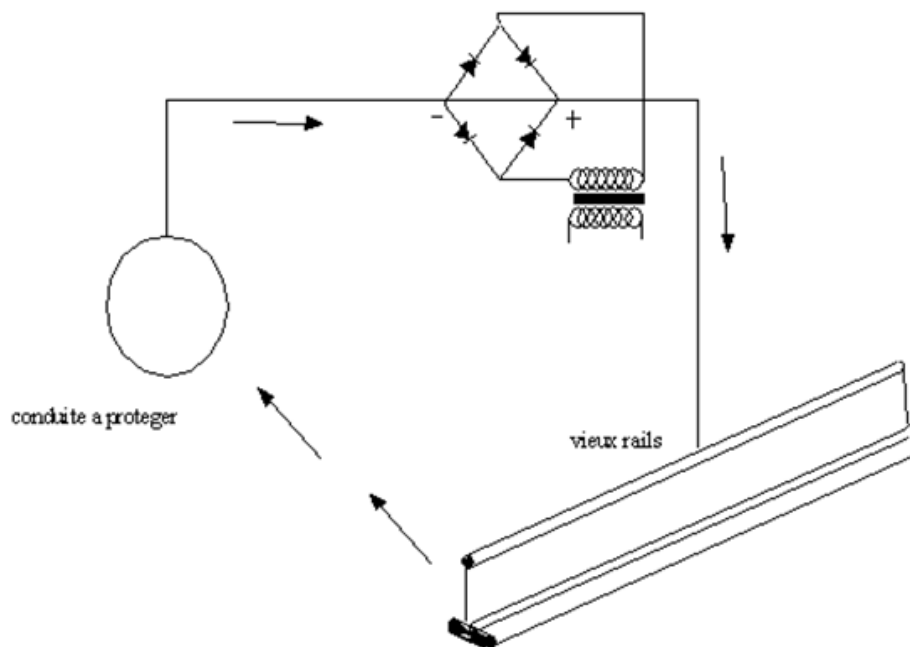


Figure VIII-2 : Soutirage de courant

Chapitre VIII : protection Des Conduites Contre La Corrosion

VIII.7. Les revêtements :

Pour que les réactions anodiques et cathodiques ne se produisent pas on isole le métal du milieu corrodant à l'aide de revêtement, ces derniers peuvent être, soit d'un autre métal ou alliage moins sensibles à la corrosion, soit de matières plastiques ou des peintures, soit des oxydes protecteurs formés à partir du métal lui-même (oxydation anodique), soit en fin des couches passives obtenues en maintenant le métal à un certain potentiel.

VIII.7.1. Revêtements à protection passive :

Ce revêtement a pour effet de soustraire le support à l'action du milieu environnant, il s'agit d'une barrière d'épaisseur variable neutre vis-à-vis du milieu extérieur et du support selon ses qualités propres (nature, épaisseur, étanchéité ...etc.).

VIII.7.2. Revêtements à protection actives :

Dans ce cas le mécanisme de protection place le support dans un domaine de non corrodabilité, soit par le revêtement lui-même (revêtement galvanique, cimentation) soit par un système de protection complémentaire (protection cathodique).

VIII.8. Traitement du milieu :

On traite le milieu corrodant (l'eau en particulier) pour diminuer ces caractères de corrosivités, ces traitements peuvent parfois conduire à substituer à un type de corrosion grave, un autre moins grave (corrosion par piqûre devenant corrosion uniforme) ou à obtenir le ralentissement de la corrosion.

Le traitement du milieu corrodant peut être aussi destiné à provoquer l'apparition des dépôts protecteurs adhérents et continus, ce qui ramène ainsi au cas précédant (dépôt calco-ferrique obtenu à partir des eaux naturelles).

Chapitre VIII : protection Des Conduites Contre La Corrosion

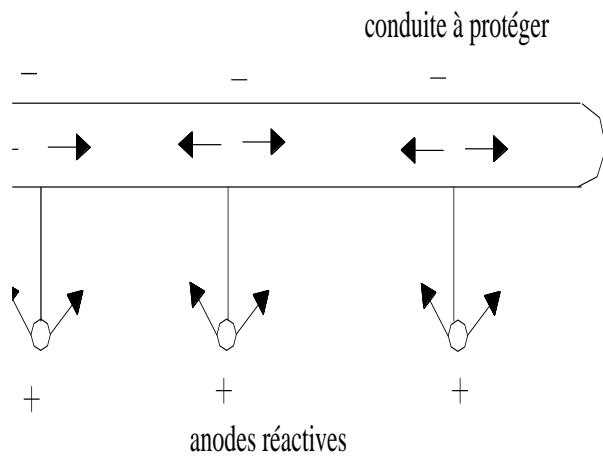


Figure 0II-3 Protection par anode réactive

VIII.9. Conclusion :

Dans ce chapitre on a essayé de donner un aperçu sur les aspects négatifs de la corrosion des conduites, et les solutions de leurs protections.

Conclusion générale

Conclusion générale :

À travers ce travail, une étude a été faite sur le projet de renforcement de l'alimentation en eau potable de deux villages (Ain Cheriki et Ben Haroun) de la commune de Djebahia wilaya de Bouira. Le cheminement d'eau à partir de la station de traitement du barrage KoudietAcerdoun vers le réservoir de tampon, qui est à son tour distribuée gravitairement au réservoir de Ben Haroune et par Refoulement vers le réservoir de Aincheriki.

Après avoir évalué les données de la zone d'étude, le calcul de la population actuelle et à l'horizon (2050), par suite les besoins en eau totaux, et enfin le débit de pointe sur le quel est basé le dimensionnement des ouvrages projetés.

L'estimation des besoins maximums en eau pour un horizon de 30 ans (année 2050) indique que le débit de $3516.45 \text{ m}^3/\text{j}$ soit 40.69 l/s sera nécessaire pour répondre aux besoins de deux (02) villages dont la population de la zone d'étude atteindra environ 13098 Habitants.

Dans le chapitre IV l'étude de l'adduction a abouti sur la base d'une étude technico- économique à des résultats récapitulatifs du projet comme suit :

L'adduction gravitaire du réservoir d'accumulation de (8000 m^3) vers le réservoir de tampon (2500 m^3), un diamètre de $D=250\text{mm}$, de longueur 219 m avec un Frais d'amortissement de 80825.19 DA

Ben Haroun (Adduction gravitaire) : Un diamètre de $D=250\text{mm}$ sur une longueur de 2613m avec un frais d'amortissement de 696244.30 DA.

Ain Cheriki (Adduction par refoulement) : Le calcul a permis de déterminer le diamètre $D= 200\text{mm}$, d'une longueur 2180 m avec un Bilan (frais d'amortissement + frais d'exploitation) = 1107019.792DA

Le PEHD PN10 comme matériau a été adoptée pour tous tronçons, gravitaires, et de refoulement.

Le chapitre V destiné au dimensionnement des réservoirs de stockage projetés qui devraient alimenter les localités d'Ain cheriki et de Ben Haroun en eau potable pour l'horizon 2050.

Pour le premier réservoir de stockage (semi-enterré) qui devrait alimenter par refoulement Ain cheriki est d'une capacité de 500 m^3 , d'une hauteur de 3 m et de diamètre $D= 15 \text{ m}$. Pour ce qui concerne le second réservoir de stockage (semi- enterré) qui devra alimenter gravitairement la localité de Ben Haroun est de capacité de 1300 m^3 , d'une

hauteur de 4 m et de diamètre $D= 21$ m. La concrétisation de cette construction doit satisfaire les exigences techniques qui comprend l'étanchéité de la paroi intérieure afin d'éviter les fuites d'eau, pour que les matériaux constituant le réservoir doivent conserver leurs propriétés après un long contact avec le liquide qu'ils retiennent, ainsi la résistance aux effets climatiques, dynamiques et à la pression d'eau contenue dans le réservoir.

Le chapitre VI a fait l'objet d'une étude du choix de la pompe qui devrait refouler l'eau du réservoir tampon ($2500m^3$) vers le réservoir qui devait alimenter le village Ain Cheriki. La décision a été prise pour une pompe centrifuge de type NCBZ-2P-80-250-A à axe horizontale, multicellulaire, dont le point de fonctionnement ($Q= 26$ l/s , $H=117$ m), et une autre pompe de secours de même type. Ce choix est dû à l'application du logiciel CAPRARI. Ces pompes seront actionnées par des moteurs électriques de même marque

Dans le chapitre VII l'étude a traité la protection de l'adduction et de la pompe des phénomènes sont connus sous le nom de "coup de bélier, qui se manifestent par des surpressions ou dépressions qui peuvent atteindre des grandeurs assez considérables dus à la manœuvre de la vanne suffisamment rapide, ou l'arrêt brusque de la pompe et peut résulter de ces chocs des accidents de rupture de la canalisation. La projection d'un réservoir d'air est plus que nécessaire la sortie de la station de pompage de volume 1600 litres.

Dans le chapitre VIII on a essayé de donner un aperçu sur les aspects négatifs de la corrosion des conduites, et les solutions de leurs protections.

Références bibliographique

Références bibliographique

Anonyme : Etude du raccordement des chaînes d'AEP du flanc Nord-Ouest de Bouira au Transfert des eaux à partir du barrage Koudiet Acerdoun (études préliminaires)

BONNIN J., Aide mémoire d'hydraulique urbaine, Eyrolles, Paris, 1982.

BONNIN J., Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petite et moyenne importance, Eyrolles, Paris, 1986.

DUPONT A., Hydraulique urbaine, hydrologie, captage et traitement des eaux, ouvrages de transport, élévation et distribution des eaux, Eyrolles, Paris, 1979/1981.

GUERREE H., GOMELA C., La distribution d'eau dans les agglomérations urbaines et rurales, Eyrolles, Paris, 1970.

MICHEL A., MOREL M., Exercices de mécanique des fluides, Eyrolles, Tome2, Paris, 1993.

SAINT GOBIN. Adduction d'eau potable-irrigation (canalisation pour l'adduction d'eau potable et l'irrigation, tuyaux et raccords en fonte ductile). France

Catalogue des tubes (PVC et PE) de groupe CHIALI (DVD).

Catalogue ELLETROPOMPES pour le choix et type de pompes (DVD).

BOUALEM. N ; BOUTAL. S(2009/2010), Contribution à l'étude de l'AEP des localités de TiziGheniff et M'kira (TiziOuzo). Raccordement au système de transfert des eaux à partir du barrage de KoudietAcerdoun (Bouira) .(Mémoire d'Ingénieur d'Etat en agronomie)UMMTO.

CHEBILI N., KOURAT T., (2008/2009) Raccordement des villages de Boumahni commune d'Ain Zaouïa au transfert des eaux à partir du barrage KoudietAcerdoun de Bouira (Mémoire d'Ingénieur d'Etat en agronomie), UMMTO.

HAMRAOUI S., MOKHTARI S., Raccordement des localités de la commune de Tizi N'Tela au transfert des eaux à partir du barrage KoudietAcerdoun de Bouira(Mémoire d'Ingénieur d'Etat en agronomie), UMMTO, 2008/2009.

KHENNACHE. L ; SAIDANI. D, (2009/2010) Contribution à l'étude de l'alimentation en eau potable de l'ensemble des villages de la commune de Béni Douala à partir du barrage de Taksebt. (Mémoire d'Ingénieur d'Etat en agronomie)UMMTO.

KHALDI Nessrine (2011/2012) Contribution à l'étude de l'alimentation en eau potable de la commune d'El-Asnam (Bouira) à partir du barrage Tilesdit. (Mémoire d'Ingénieur d'Etat en agronomie) UMMTO.

Haffaressas Najete (2018/2019) Alimentation en eau potable de la nouvelle ville d'oued zénat

ANNEXES

Annexe 1 :

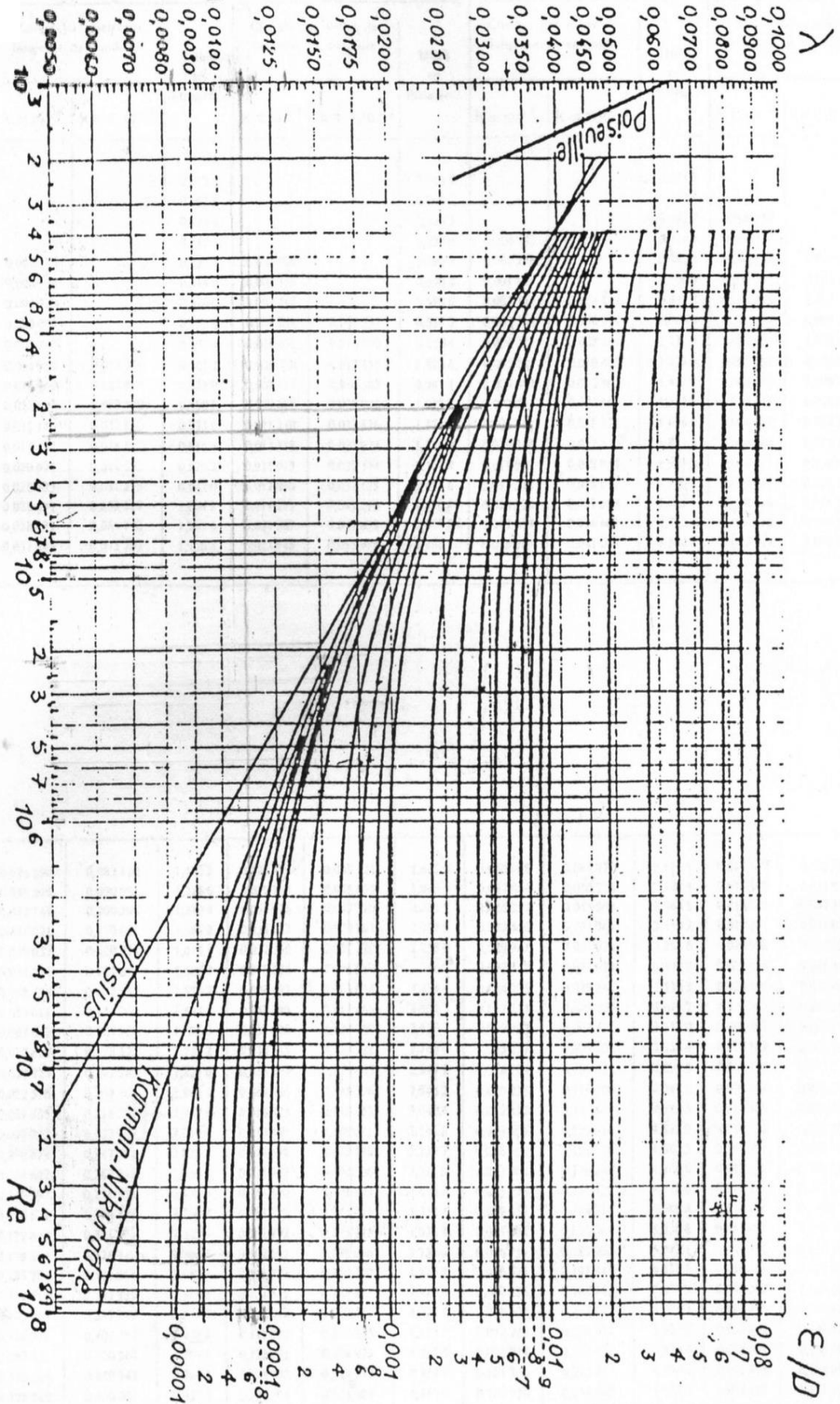
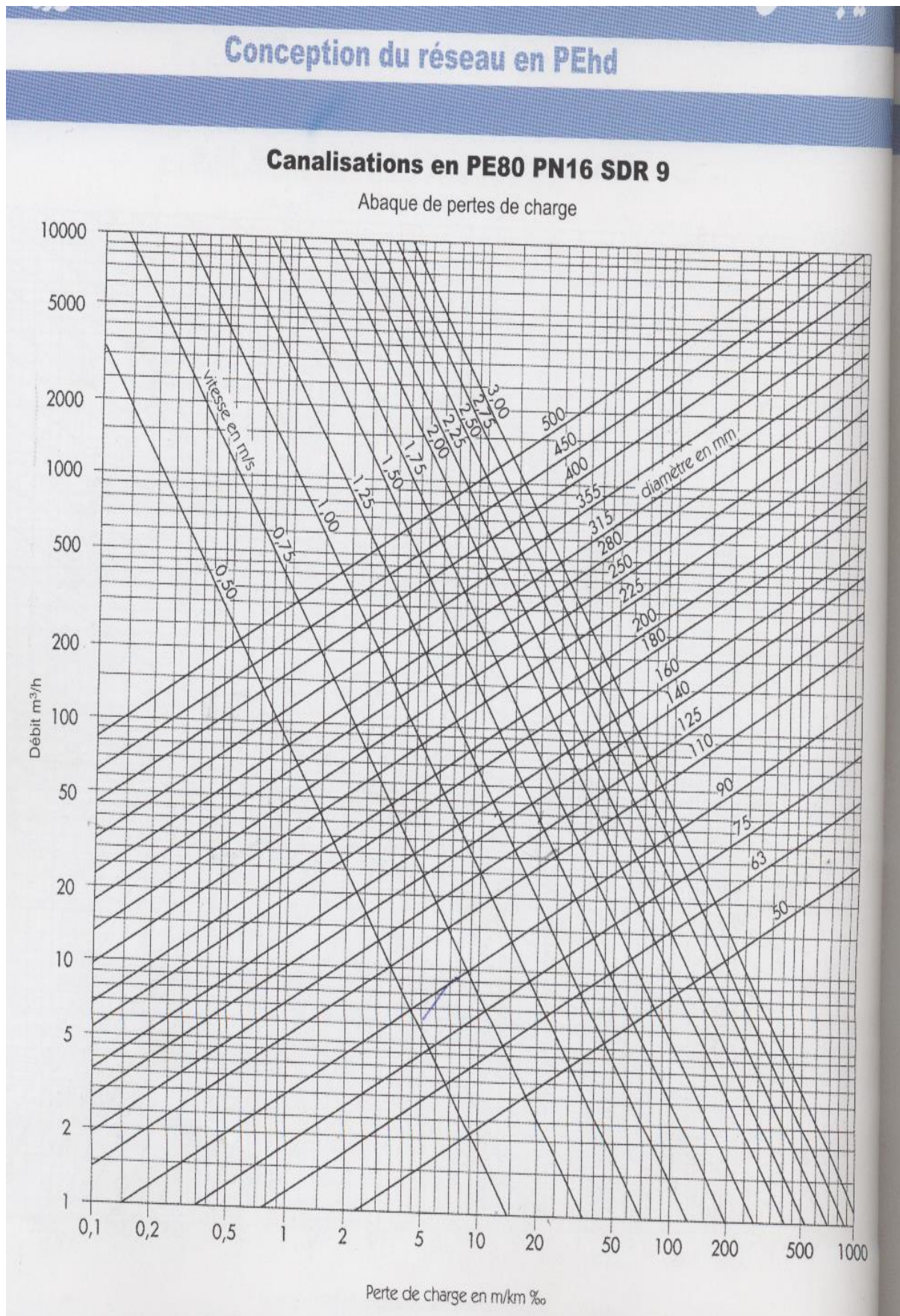


Diagramme de MOODY

Annexe 2 :



GAMME DE PRIX TUBES PEHD EAU (PE80 & PE100) -

Selon la Norme ISO 4427

TUBES PEHD : PN 06

Code	Diam.Ext	EP.mm	Prix H.T DA/ML	Prix TTC DA/ML	
	Ø20	-	-	-	PE80
P3513003	Ø25	-	35.19	41,17	PE80
P3513006	Ø32	-	50.90	59,55	PE80
P3513019	Ø40	2.0	65.00	76,05	PE80
P3513012	Ø50	2.4	95.80	112,08	PE80
P3513015	Ø63	3.0	150.75	176,37	PE80
P3513018	Ø75	3.6	213.54	249,84	PE80
P3513022	Ø90	4.3	252.60	295,54	PE100
P3513025	Ø110	4.0	366.70	429,03	PE100
P3513040	Ø125	-	474.80	555,51	PE100
P3513030	Ø160	5.8	781.68	914,56	PE100
P3513044	Ø200	7.2	1 224.63	1 432,81	PE100
P3513050	Ø250	9.1	1 883.10	2 203,22	PE100
P3513042	Ø315	11.4	3 015.60	3 528,25	PE100
P3513039	Ø400	14.5	4 810.30	5 628,05	PE100
P3513051	Ø500	19.1	8 360.00	10 097,01	PE100
P3513052	Ø630	24.1	13 350.00	15 619,5	PE100

TUBES PEHD : PN 10

Code	Diam.Ext	EP.mm	Prix H.T DA/ML	Prix TTC DA/ML	
	Ø20	-	29.96	35,05	PE80
P3513004	Ø25	2.5	40.30	47,15	PE80
P3513007	Ø32	2.5	59.60	69,73	PE80
P3513010	Ø40	3.0	91.10	106,58	PE80
P3513013	Ø50	3.7	141.30	165,32	PE80
P3513016	Ø63	4.7	220.82	258,36	PE80
P3513019	Ø75	5.6	313.05	366,27	PE80
P3513023	Ø90	5.4	374.84	438,56	PE100
P3513026	Ø110	6.6	559.71	654,86	PE100
P3513028	Ø125	7.4	711.41	832,35	PE100
P3513031	Ø160	9.5	1 167.15	1 365,56	PE100
P3513033	Ø200	11.9	1 823.92	2 133,98	PE100
P3513035	Ø250	14.8	2 840.10	3 322,91	PE100
P3513041	Ø315	18.7	4 340.78	5 078,71	PE100
P3513038	Ø400	23.7	7 158.55	8 375,51	PE100
P3513049	Ø500	29.7	10 953.10	12 815,12	PE100
P3513048	Ø630	37.4	20 050.00	23 458,50	PE100

TUBES PEHD : PN 16

Code	Diam.Ext	EP.mm	Prix H.T DA/ML	Prix TTC DA/ML	
	Ø20	2.3	37.45	43,81	PE80
P3513005	Ø25	2.8	53.45	62,53	PE80
P3513008	Ø32	3.6	84.10	98,39	PE80
P3513011	Ø40	4.5	127.30	148,94	PE80
P3513014	Ø50	5.6	204.40	239,14	PE80
P3513017	Ø63	7.1	320.18	374,61	PE80
P3513020	Ø75	8.4	450.72	527,34	PE80
P3513024	Ø90	8.2	548.80	642,09	PE100
P3513027	Ø110	10.0	810.37	948,13	PE100
P3513029	Ø125	11.4	1 052.25	1 231,13	PE100
P3513032	Ø160	14.6	1 707.64	1 997,93	PE100
P3513034	Ø200	18.2	2 690.60	3 148,00	PE100
P3513036	Ø250	22.7	4 100.72	4 797,84	PE100
P3513043	Ø315	28.6	6 366.15	7 448,39	PE100
P3513045	Ø400	36.3	10 292.10	12 041,75	PE100
P3513053	Ø500	45.4	15 565.00	18 211,05	PE100
P3513047	Ø630	57.2	26 420.00	30 911,40	PE100

TUBES PEHD : PN 20

Code	Diam.Ext	EP.mm	Prix H.T DA/ML	Prix TTC DA/ML	
P3513101	Ø20	2.3	40.02	46,82	PE100
P3513102	Ø25	3.0	56.10	65,63	PE100
P3513103	Ø32	3.6	86.55	101,26	PE100
P3513104	Ø40	4.5	134.90	157,83	PE100
P3513105	Ø50	5.6	211.27	247,18	PE100
P3513106	Ø63	7.1	356.36	416,94	PE100
P3513107	Ø75	8.4	470.90	550,95	PE100
P3513108	Ø90	10.1	660.10	772,31	PE100
P3513109	Ø110	12.3	965.83	1 130,02	PE100
P3513110	Ø125	14.0	1 266.06	1 481,29	PE100
P3513111	Ø160	17.9	2 050.10	2 398,61	PE100
P3513112	Ø200	22.4	3 216.54	3 763,35	PE100
P3513113	Ø250	27.9	4 998.40	5 848,12	PE100
P3513114	Ø315	35.2	7 795.14	9 120,31	PE100
P3513115	Ø400	44.7	12 547.24	14 680,27	PE100
P3513054	Ø500	55.8	19 900.00	23 283,00	PE100
	Ø630	-	-	-	PE100

N.B.:

- * Longueur de Tubes : du Diamètre 25 mm au 110 mm sont des Couronnes (Rouleaux) de 100 ml.
- * Longueur de Tubes : du Diamètre 125 mm au 400 mm sont des tubes de 12 ml.
- * Longueur de Tubes : du Diamètre 500 mm au 630 mm sont des tubes de 06 ml.

Annexe 4 : Abaque De Vibert

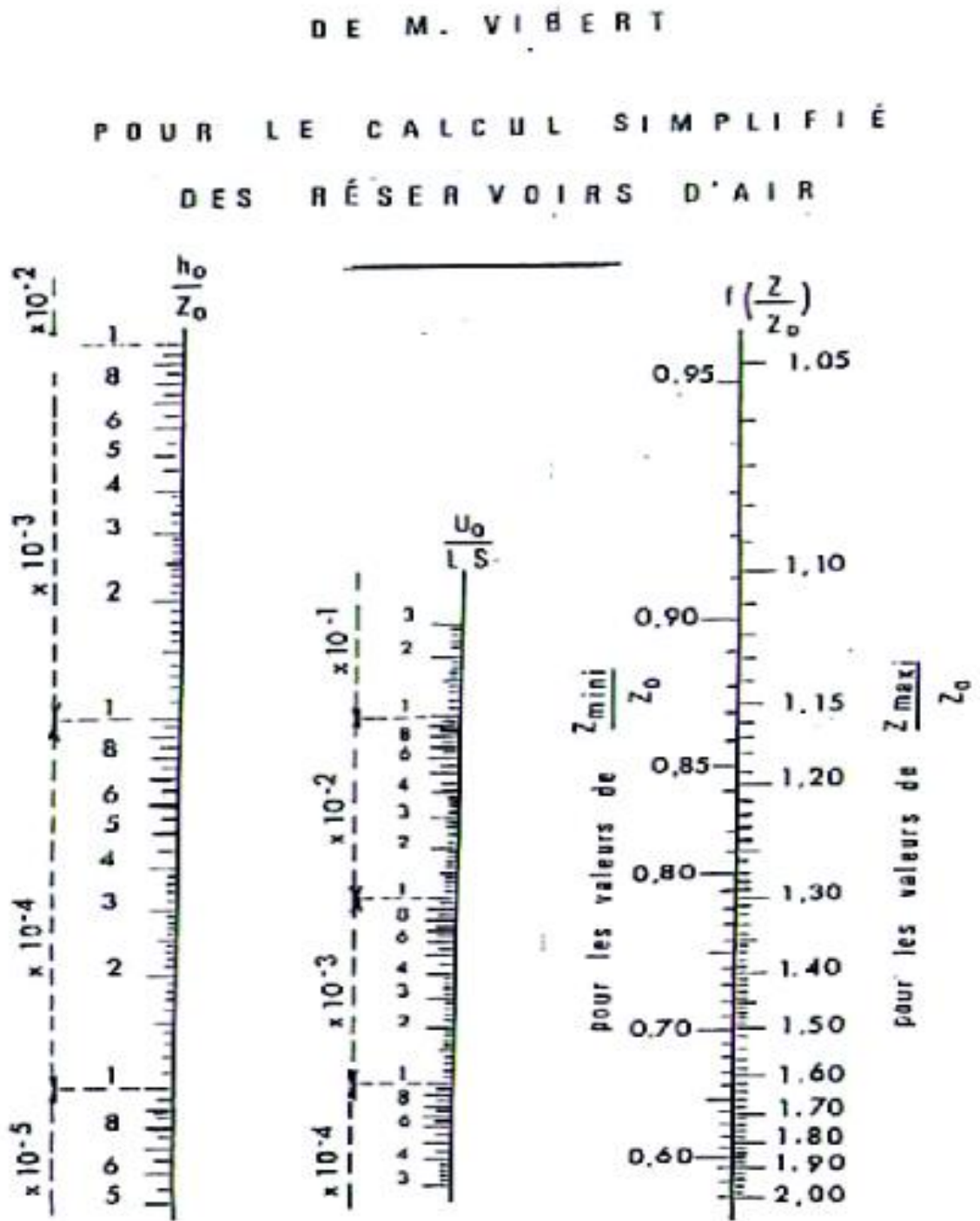


Figure (4.8) : Abaque de Vibert