

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude des transferts d'eau par raccordement au système MAO pour l'alimentation en eau potable de Sept agglomérations de la Wilaya de Mostaganem.

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0005-13

APA Citation (توثيق APA):

Bourahla, Abderrazak (2013). Etude des transferts d'eau par raccordement au système MAO pour l'alimentation en eau potable de Sept agglomérations de la Wilaya de Mostaganem[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

**Option : Conception des Systèmes d'Alimentation en Eau Potable**

**THEME :**

**ETUDE DES TRANSFERTS D'EAU PAR RACCORDEMENT  
AU SYSTEME MAO POUR L'ALIMENTATION EN EAU  
POTABLE DE SEPT AGGLOMERATIONS DE LA WILAYA  
DE MOSTAGANEM**

**Présenté par :**

**M<sup>r</sup> BOURAHLA Abderrazak**

**DEVANT LES MEMBRES DU JURY**

<b>M<sup>r</sup> B. SALAH</b>	<b>Professeur</b>	<b>Président</b>
<b>M<sup>r</sup> M.S BENHAFID</b>	<b>M.A.A</b>	<b>Examineur</b>
<b>M<sup>me</sup> W.MOKRANE</b>	<b>M.A.A</b>	<b>Examinatrice</b>
<b>M<sup>r</sup> A.HACHEMI</b>	<b>M.A.A</b>	<b>Examineur</b>
<b>M<sup>r</sup> M.BOUIZIANE</b>	<b>M.A.B</b>	<b>Examineur</b>
<b>M<sup>r</sup> M.BOUKHELIFA</b>	<b>M.A.B</b>	<b>Promoteur</b>

Juin - 2013

# Dédicace

*Je dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance à :*

- ✚ Ma mère et mon père pour leurs sacrifices afin d'atteindre mon but.*
- ✚ Mes frères et ma sœur.*
- ✚ Toute ma famille.*
- ✚ Tous mes amis.*
- ✚ Tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans ma formation*

# Remerciement

*Avant tout, je remercie **DIEU** qui a illuminé mon chemin et qui m'a armé de courage pour achever mes études.*

*Je remercie fortement mon promoteur : M. **BOUKHELIFA Mustapha** de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail.*

*Je remercie également **BELETOU Mohamed El-amine, BENEFES Alaeddine** et **BELLAH OUSSAMA** qui m'ont donné la volonté de réaliser ce mémoire à travers leurs services, sans oublier aussi mon père **M.BOURAHLA Ahmed** pour son soutien durant toute ma scolarité.*

*Je tiens à remercier aussi :*

- ✚ Les membres de jury pour avoir accepté d'évaluer mon travail*
- ✚ Le directeur, Le corps d'enseignement et les étudiants de l'ENSH*
- ✚ L'ensemble des ingénieurs de la direction des ressources en eau de Mostaganem*
- ✚ M.BELARBI Mustapha et M.BOUALI Abdelkader.*
- ✚ Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin dans l'élaboration de ce mémoire.*

## ملخص :

عن طريق هذه الدراسة قمنا بوضع الكيفية المناسبة لنقل المياه من الذي يتم تعبئته بواسطة مياه الماو (نظام لتزويد مستغانم, أرزيو و وهران بالمياه), بهدف تلبية متطلبات الماء المستقبلية لسبعة تجمعات سكنية بولاية مستغانم, لأفق سنة 2040. بعد تقديم المنطقة التي نحن بصدد دراستها و تقدير حاجياتها من الماء , نختبر شروط إعداد الأنابيب المختلطة لنقل المياه, من الناحية التقنية و الاقتصادية. بعد ذلك ندرس بالتفصيل وسيلتين من وسائل حماية الأنابيب, الأولى عبارة عن خزان هواء مضاد لظاهرة المطرقة المانية , والثاني عبارة عن وضع صمامة ذات انغلاق بطيء لإخماد ظاهرة انتقالية تحدث داخل الأنبوب تدعى المطرقة المانية. و أخيرا نتطرق إلى حساب تكلفة المشروع عن طريق التقدير المالي لأشغال الحفر وتهيئة الأرض, وضع الأنابيب والملحقات اللازمة.

## Résumé :

A travers cette étude il s'agit de dimensionner un système de transfert d'eau à partir d'un réservoir alimenté via le système MAO, dans le but de satisfaire les besoins de consommation en eau potable, de sept agglomérations de la wilaya de Mostaganem, à l'horizon 2040. Nous avons examiné, après la présentation de la zone d'étude et l'estimation de ses besoins en eau, les conditions technico-économiques dans lesquelles doit être établie une adduction mixte (refoulement - gravitaire). Nous avons aussi étudié deux systèmes de protection contre le coup de bélier. Le premier système consiste en un réservoir d'air anti-bélier et le second en une vanne à fermeture lente atténuant le phénomène transitoire dans les conduites gravitaires en charge.

Nous terminons notre travail par le calcul du coût total du projet, en faisant une estimation quantitative et financière de tout le matériel nécessaire à la réalisation de notre étude et des différents travaux à entreprendre : creusement de tranchées, terrassement, pose et protection des conduites et accessoires projetés, recouvrement etc.

## **Abstract:**

Through this study, we intend to design a system to transfer water from a reservoir which is supplied by MAO system, for providing drinking water to seven agglomerations of the region of Mostaganem, for the 2040 projection. It is analysed. After the presentation of our study area and the estimation of its needs in water, we examine the conditions in which our combined pipe(pumping – heady gravitational ) has to be established from both a technical and economic point of view. After we tackle two systems of protection against hammer water, the first one consists in air tank for the pumping pipe, and the second one is to project a valve with slow closing to attenuate the phenomenon of water hammer. Finally, we study the cost of the project by evaluating all the works necessary to achieve our project: trenching, excavation, laying and protection of pipes and the accessories used, recovery etc..

## **Chapitre I : Présentation de la zone d'étude**

Introduction .....	1
Présentation de la zone d'étude .....	2
I.1- Situation géographique .....	2
I.2-Situation Hydrographique.....	4
I.3-Situation géologique .....	4
I.4-Situation topographique.....	4
I.5- Situation climatique .....	5
I.5.1- Pluviométrie.....	5
I.5.2- Températures .....	6
I.5.3- Humidité .....	7
I.5.4- Evapotranspiration.....	7
I.5.5-Vents et nébulosité.....	8
I.6- Situation démographique .....	9
I.6.1- Taux d'accroissement de la population .....	10
I.7- Situation Hydraulique.....	10
I.7.1- Situation des ressources pour chaque commune .....	10
I.7.2- Situation des réseaux d'AEP et d'assainissement par agglomération .....	10
I.7.3- Systeme MAO .....	11
I.7.4- Situation d'AEP avec MAO .....	12
I.7.5- Situation d'AEP avant MAO .....	12
I.8- Situation économique de la Wilaya de Mostaganem.....	13
Conclusion.....	14

## **Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable**

Introduction .....	15
II.1- Evolution de la population .....	15
II.1.1- Estimation de la population à différents horizons .....	15
II.2- Evaluation des besoins en eau potable .....	17
II.2.1- Généralités.....	17
II.2.2- Estimation des besoins en eau .....	17
II.2.3- Besoins moyens domestiques pour l'horizon 2040.....	18
II.2.4- Besoin d'équipement pour l'année 2008 : .....	19
II.2.4.1-Besoins scolaire.....	19

II .2.4.2- Besoins sanitaires .....	20
II .2.4.3- Besoins administratifs .....	20
II .2.4.4- Besoins commerciaux et industriels .....	21
II .2.4.5- Besoins socioculturels .....	22
II.2.5- Récapitulation de la consommation moyenne journalière .....	23
II.3- Variations de la consommation journalière.....	23
II.3.1- Consommation maximale journalière .....	23
II.3.2- Consommation minimale journalière :.....	23
II.4- Calcul du débit majoré .....	24
II.5- Consommation en eau par tranche horaire:.....	24
II.6- Bilan besoin-ressources.....	28
Conclusion.....	29

### **Chapitre III : Etude de conception du système de transfert d'eau**

Introduction .....	30
III.1- Type de l'adduction .....	30
III.1.1- Adduction gravitaire .....	30
III.1.2- Adduction par refoulement .....	30
III.1.3- Adduction mixte.....	30
III.2- Choix du tracé .....	30
III.2.1- Description du système .....	31
III.2.2- Etude des variantes : .....	32
III.3- Choix du type de matériaux : .....	33
III.4- Etude de l'adduction gravitaire .....	36
III.4.1 : Détermination du diamètre avantageux.....	36
III.4.2 Le calcul hydraulique .....	37
III.5- Etude de l'adduction par refoulement.....	42
III5.1- Détermination du diamètre économique.....	42
III.5.2 Calcul des pertes de charge linéaire .....	43
III.5.3- Pertes de charges singulières.....	43
III.5.4- Hauteur manométrique totale.....	43
III.5.5 - Puissance absorbée par la pompe.....	43
III.5.6- Energie consommée par la pompe .....	44
III.5.7- Frais d'exploitation.....	44

III.5.8- Frais d'amortissement.....	44
III.5.9- Calcul hydraulique .....	45
III.5.9.1- Frais d'exploitation .....	45
III.5.9.2- Frais d'amortissement.....	46
III.5.9.3 Bilan du coût (exploitation-investissement).....	49
Conclusion.....	50

### **Chapitre IV : Etude de conception des systèmes annexes**

Introduction .....	51
IV.1- Dimensionnement des réservoirs .....	51
IV.1.1- Généralités .....	51
IV.1.2- Emplacement du réservoir .....	51
IV.1.3- Classification et choix du type de réservoir.....	52
IV.1.4- Détermination de la capacité des réservoirs .....	52
IV.1.5- Dimension et caractéristique des réservoirs existant .....	53
IV.1.6- Calcul des différents réservoirs .....	53
IV.2- Dimensionnement des dispositifs pour lutter contre le coup de Bélier .....	57
IV.2.1- Phénomène du coup de bélier .....	57
IV.2.2- Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier .....	61
IV.2.3- Calcul des réservoirs d'air .....	63
IV.2.3- Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier.....	68
IV.3- Etude du pompage .....	69
IV.3.1- Généralité.....	69
IV.3.2- Choix des pompes.....	69
IV.3.3- Critère du choix du type de pompe.....	69
IV.3.4- Couplage des pompes .....	70
IV.3.5- Choix du nombre de pompes .....	70
IV.3.6- Etude de Refoulement : Station de pompage «A» – Réservoir tampon R20 000m3 ....	70
IV.3.7- Caractéristiques générales de la pompe .....	71
IV.3.8- Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données .....	73
IV.4 - Accessoires .....	75
IV.4.1- Les robinets vannes.....	75
IV.4.2- Les ventouses.....	80
IV.4.3- Les régulateurs de pression :.....	81

IV.5- Pose de canalisation .....	83
IV.5.1- Principe de pose des canalisations .....	83
IV.5.2- Pose de canalisation dans un terrain ordinaire.....	83
IV.5.3- Pose de canalisation dans un mauvais terrain.....	84
IV.5.4- Pose de canalisation en galerie .....	85
IV.5.5- Traversée d'une rivière :.....	85
Conclusion.....	86
<b>Chapitre V : Estimation quantitative et financière du système de transfert d'eau.</b>	
Introduction .....	87
V.1- Calcul du volume de terrassements :.....	87
V.1.1- Décapage de la couche végétale ou la couche du goudron.....	87
V.1.2- Calcul du volume de déblai :.....	88
V.1.3- Calcul du volume de lit de sable .....	88
V.1.4- Calcul du volume de remblai .....	89
V.1.5- Volume excédentaire.....	90
V.2- Devis estimatif des travaux .....	91
V.3- Calcul du coût des conduites et accessoires.....	91
V.3.1- Coût des conduites .....	91
V.3.2-Evaluation et coût des accessoires .....	91
V.4- Coût total du projet .....	94
Conclusion.....	94

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 : la Pluviométrie moyenne interannuelle (mm) (période : 1990 – 2002) .....	5
Tableau I.2: Températures moyennes interannuelles (°C) .....	6
Tableau I.3 : Evapotranspiration potentielle (mm).....	7
Tableau I.4 : Moyennes mensuelles et annuelles de la force des vents à la station de Mostaganem (1976-1984).....	8
Tableau I.5 : Moyennes mensuelles et annuelles des nébulosités à station de Mostaganem .....	8
Tableau I.6: Population par agglomération à l'année de recensement 2013 .....	9
Tableau I.7: Ressources pour chaque commune .....	10
Tableau I.8: Réseaux d'AEP et d'assainissement par commune.....	10
Tableau I.9 : Les eaux conventionnelles de la wilaya de Mostaganem.....	12
Tableau I.10 : Les eaux non conventionnelles de la wilaya de Mostaganem.....	12
Tableau I.11: programme de distribution d'eau potable avant MAO.....	12
Tableau II.1 : populations en 2008 et taux d'accroissement des zones concernées. ....	15
Tableau II.2 Evolution de la population à différents horizon.....	16
Tableau II.3 : Besoins domestiques pour 2040.....	18
Tableau II.4: Tableau récapitulatif des besoins scolaires pour l'année 2008.....	19
Tableau II.5: Les besoins sanitaires pour l'année 2008.....	20
Tableau II.6: Les besoins administratifs pour l'année 2008.....	21
Tableau II.7: Les besoins commerciaux industriels pour l'année 2008 .....	22
Tableau II.8 : Les besoins socioculturels à pour l'année 2008.....	22
Tableau II.9 : Tableau de variation de besoin d'équipement en fonction d'équivalent habitant.....	23
Tableau II.10: Calcul des consommations maximales et minimales journalières à l'horizon2040 .....	24
Tableau II.11: Variation des débits horaires pour l'année 2013 pour l'ensemble des agglomérations. 25	
Tableau II.12 : Variation des débits horaires pour l'horizon 2040 pour l'ensemble des agglomérations .....	26
Tableau II.13 Récapitulatif des différents débits calculés.....	28
Tableau III.1 : récapitulatifs des différentes adductions gravitaire calculées.....	41
Tableau III.2: Variation journalière des tarifs de l'énergie. ....	44
Tableau III.3 : Calcul de la Hauteur manométrique totale (Hmt) de la station de pompage « A » vers R 20 000 m3.....	46

Tableau III.4 : Consommation en KWH du moteur et prix d'exploitation annuels. ....	46
Tableau III.5 : prix unitaire des différents travaux.....	47
Tableau III.6 : calcul des frais de pose d'une conduite pour un mètre linéaire.....	48
Tableau III.7 : cout total d'investissement. ....	48
Tableau III.8 : bilan du cout total (exploitation + investissement).....	49
Tableau IV.1 : Dimension et caractéristique des réservoirs existant.....	53
Tableau IV.2 : Evaluation du volume de la bache de reprise.....	54
Tableau IV.3 : Evaluation de volume du réservoir d'Ain Sidi Chérif.....	55
Tableau IV.4 : Evaluation de volume du réservoir Bleidia .....	56
Tableau IV.5 : Avantages et inconvénients des appareils anti-béliers .....	62
Tableau IV.6 : Les caractéristiques de la conduite de refoulement.....	63
Tableau IV.7 : Coefficient dépend de la nature de conduite .....	64
Tableau IV.8 :Tableau du profil en long absolu.....	65
Tableau IV.9 : Dimensions du réservoir d'air .....	67
Tableau IV.10 : Caractéristiques de la conduite gravitaire: .....	68
Tableau IV.11 : Calcul de temps de fermeture des vannes. ....	69
Tableau IV.12 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre .....	70
Tableau IV.13 : Caractéristiques de la vanne à cage méplate : .....	76
Tableau IV.14 : Caractéristiques de la vanne à cage ovale .....	76
Tableau IV.15 : Caractéristiques de la vanne à cage ronde.....	77
Tableau IV.16 : Caractéristiques de la vanne à opercule métallique.....	78
Tableau V.1 : calcul du volume de la couche végétale ou le goudron pour les adductions .....	88
Tableau V.2 : Calcul du volume de déblai pour les adductions .....	88
Tableau V.3 : Calcul du volume de sable pour les adductions.....	89
Tableau V.4: calcul du volume de remblai pour les adductions.....	89
Tableau V.5: calcul du volume excédentaire pour les adductions .....	90
Tableau V.6: Le volume Total des travaux pour les adductions .....	90
Tableau V.7: Volumes et coûts des travaux total .....	91
Tableau V.8 : Coût des conduites.....	91
Tableau V.9 : Estimation des coudes .....	91
Tableau V.10 : Coût des coudes.....	92
Tableau V.11: Estimation des vannes .....	92
Tableau V.12: Coût des vannes.....	92

Tableau V.13 : Estimation des ventouses et coût.....	92
Tableau V.14 : Estimation du coût de regard pour les ventouses et les vannes de vidange.....	92
Tableau V.15 : Coût de Grillage Avertisseur.....	93
Tableau V.16 : Estimation du réservoir anti-bélier.....	93
Tableau V.17 : Estimation de la pompe.....	93
Tableau V.18 : Coût total des accessoires.....	93
Tableau V.19 : Coût total du projet.....	94

## LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Carte de la wilaya de Mostaganem limites administratives. ....	2
Figure I.2 : Localisation de la zone d'étude et communes à alimenter. ....	3
Figure I.3: Moyennes mensuelles des précipitations. ....	5
Figure I.4: Températures moyennes interannuelles (°C) .....	6
Figure I.5: Moyennes mensuelles et annuelles de la force des vents .....	8
Figure I.6: Moyennes mensuelles et annuelles des nébulosités .....	9
Figure II.1 : Variation de la population au cours des années. ....	16
Figure II.2 : Variation de la consommation horaire pour l'année 2013. ....	26
Figure II.3 : Variation de la consommation horaire pour l'année 2040. ....	27
Figure III.1 : Schéma de principe de notre adduction. ....	31
Figure III.2 : Schéma synoptique de notre adduction. ....	33
Figure III.3 : photo des conduites en fonte ductile de PAM Saint-Gobain. ....	36
Figure III.4: Plan de situation de la station de pompage StP « A » et réservoir 120 000 au 1/12 000. ....	38
Figure III.5 : Plan de situation du tracé de la conduite reliant le réservoir 20 000 et le point de raccordement G. ....	39
Figure III.6 : Plan de situation du tracé de la conduite reliant le réservoir 20 000 d'Ain Sidi Chérif et le réservoir 5 000 m <sup>3</sup> de Bleidia .....	41
Figure III.7 : Plan de situation de la conduite de refoulement reliant la station de pompage « A » et le réservoir 20 000 m <sup>3</sup> . ....	45
Figure III.8 : pose de conduite en tranchée dans un terrain ordinaire. ....	47
Figure III.9 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation. ....	49
Figure IV.1: Equipement du réservoir. ....	57
Figure IV.2 : coup de Bélier Phase 2, .....	59
Figure IV.3 : coup de Bélier Phase 1, .....	59
Figure IV.4 : coup de Bélier Phase 3, .....	60
Figure IV.5 : coup de Bélier Phase 4, .....	60
Figure IV.6 : profil en long absolu d'une conduite. ....	65
Figure IV.7 : profile en long absolu. ....	66

Figure IV.8: Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE .....	67
Figure IV.9: Courbe caractéristiques de la pompe P18C (CAPRARI,2008).....	72
Figure IV.10: Dimension de la pompe choisie (CAPRARI,2008).....	73
Figure IV.11: Robinet vanne à cage méplate. ....	76
Figure IV.12 : Robinet vanne à cage ovale. ....	77
Figure IV.13 : Robinet vanne à cage ronde [PN16-25].....	78
Figure IV.14 : Robinet vanne à opercule. ....	79
Figure IV.15 : Vanne papillon.....	79
Figure IV.16 : Ventouse à deux flotteurs. ....	80
Figure IV.17 : Ventouse à un seul flotteur. ....	81
Figure IV.18 : Régulateur de pression aval (BAYARD,2010) .....	81
Figure IV.19 : Régulateur de pression amont (BAYARD,2010).....	82
Figure IV.20 : Régulateur de pression amont et aval.....	82
Figure IV.21 : Pose de conduite dans un terrain ordinaire.....	84
Figure IV.22 : Pose de conduite dans mauvais terrain.....	84
Figure IV.23 : Pose de canalisation en galerie.....	85
Figure V.1 : Coupe de la tranchée dans un terrain ordinaire.....	87

## **LISTE DES PLANCHES**

- Plan de situation de la zone d'étude W. Mostaganem 1/8
- Tracé en plan des conduites d'adduction 1ere partie 2/8
- Tracé en plan de la conduite d'adduction du réservoir 20 000 m<sup>3</sup> d'Ain Sidi Chérif vers réservoir 5 000 m<sup>3</sup> de Bleidia W .Mostaganem 3/8
- Profil en long de la conduite de refoulement reliant la station de pompage « A » avec le réservoir 20 000 m<sup>3</sup> de Ain Sidi Chérif W. Mostaganem 4/8
- Profil en long de la conduite gravitaire reliant R20 000 m<sup>3</sup> avec le point de raccordement « G » Ain Sidi Chérif W. Mostaganem 5/8
- Les différents accessoires dans une adduction 6/8
- Coupe type de la tranchée de pose et regard de vanne et ventouse 7/8
- Schéma synoptique du système de transfert d'eau à partir du système MAO vers sept agglomérations de la Wilaya de Mostaganem 08/08

# **Nomenclature**

## **NOMENCLATURE :**

MAO : Système d'alimentation en eau du couloir Mostaganem-Arzew-Oran

ANBT : Agence national des barrages et transferts

APC : Assemblé Populaire Commune

DRE : Direction des ressources en eau

RT : Réservoir Tampon

STP : Station de pompage

PEHD : Poly Ethylène Haute Densité

PDAU : Plan directeur de l'aménagement et l'urbanisme

POS : Plan d'Occupation du Sol

PTT : Poste de Transmission et de Télécommunication

SAA : Société Algérienne d'Assurance

ONAPH : Office Nationale Algérienne de la Pêche

Cp : Cote piézométrique

Cr : Cote de radier

Ctp : Cote de trop plein

ZI : Zone Industrielle

TN : Terrain Naturel

SIG : Système d'Information Géographique

RGPH : Recensement Général de la Population et de l'Habitat

NGA : Nivellement Général d'Algérie

$\Delta H_{l,s}$  : Les pertes de charge linéaire et singulière

$\Delta H_t$  : La perte de charge totale

G : Accélération de la pesanteur

HMT : Hauteur Manométrique Totale

DU : Direction de l'Urbanisme

**INTRODUCTION**

**GENERALE**

## INTRODUCTION GENERALE

L'altération de l'environnement naturel, notamment le milieu aquifère, est devenu progressivement une préoccupation mondiale. En Algérie, la principale source de satisfaction de la demande en eau est l'eau souterraine, du fait de son exploitation relativement facile. D'où la nécessité de chercher à exploiter les ressources renouvelables comme les eaux de surface et emmagasiner les ressources souterraines. Le Ministère des ressources en eau a mis en œuvre le plan directeur de la région Ouest comme solution alternative qui envisagerait le transfert des ressources disponibles du bassin de Cheliff pour l'approvisionnement en eau potable des agglomérations situées sur le couloir Mostaganem-Arzew-Oran (système MAO).

L'objectif du système MAO est donc de régulariser et de transférer l'eau disponible dans le tronçon final du Cheliff pour l'approvisionnement en eau potable du couloir Mostaganem-Arzew-Oran et aussi pour l'irrigation des périmètres de Mostaganem et de Bordjias.

L'aménagement de la production des eaux du Cheliff -Barrage de stockage de Kerrada-station de traitement et adduction du couloir MAO est conçu pour transférer 155 Millions de m<sup>3</sup>/an pour l'alimentation du couloir suscité, répartis comme suit :

- 45 Millions de m<sup>3</sup>/an pour la Wilaya de Mostaganem.
- 110 Millions de m<sup>3</sup>/an pour la wilaya d'Oran.

L'alimentation en eau potable de la wilaya de Mostaganem se fait à partir du réservoir 120 000 m<sup>3</sup> du système MAO et de l'usine de dessalement Sonaghter qui produit un débit de l'ordre de 200 000 m<sup>3</sup>/jour.

Cette étude consiste à transférer de l'eau à partir du réservoir 120 000 m<sup>3</sup> vers sept agglomérations : Bouguirat, Mazagran, Hassi Mamèche, Ain Nouissy, Stidia, Oureah et les Sablettes. Afin de satisfaire leur besoin en eau et emmagasiner leurs ressources souterraines.

L'étude comporte cinq parties définies comme suit :

- Une présentation de la zone d'étude qui consiste à collecter les données nécessaires pour avoir une bonne connaissance sur la zone d'étude.
- Une estimation des besoins en eau potable permettant le calcul des besoins en eau pour l'ensemble des agglomérations afin de déterminer le débit de dimensionnement de notre système de transfert.
- Une étude de conception du système de transfert afin de pouvoir projeter un système adéquat de transfert.
- Une étude de conception des systèmes annexes pour dimensionner les différents systèmes qui peuvent être projetés tel que : réservoir, station de pompage, anti bélier etc.
- Enfin une estimation quantitative et financière du système de transfert d'eau. Elle consiste à faire un devis estimatif en faisant intervenir tous les coûts des travaux : conduites, accessoires, réalisations et les différents ouvrages qui peuvent être projetés.

# **Chapitre I :**

# **Présentation de la**

# **zone d'étude**

## INTRODUCTION

La présentation de la zone d'étude est un chapitre extrêmement important qui portera sur la description générale de la zone d'étude en envisageant sa situation géographique, géologique, climatique et surtout hydraulique en faisant la collecte et le traitement des données de base. Le traitement de ces données permet d'élaborer un projet sur des bases solides.

### I.1- SITUATION GEOGRAPHIQUE

La wilaya est située sur le littoral Ouest du pays et dispose d'une façade maritime de 124 km. Elle est limitée par:

- La mer méditerranée au Nord.
- La wilaya de Relizane au sud-est.
- La wilaya de Mascara au Sud-ouest.
- La wilaya d'Oran à l'Ouest.
- La wilaya de Chlef à l'Est.
- Le Chef lieu de la wilaya est située à 365 km à l'Ouest de la capitale, Alger.
- La wilaya s'étend sur une superficie de 2 269 km<sup>2</sup>.

Elle a une position stratégique et une aire d'influence régionale, du fait même de l'existence de son important port de commerce et de son réseau de voies de communication qui la lie à plusieurs Wilayat limitrophes. (Monographie Mostaganem,2011)

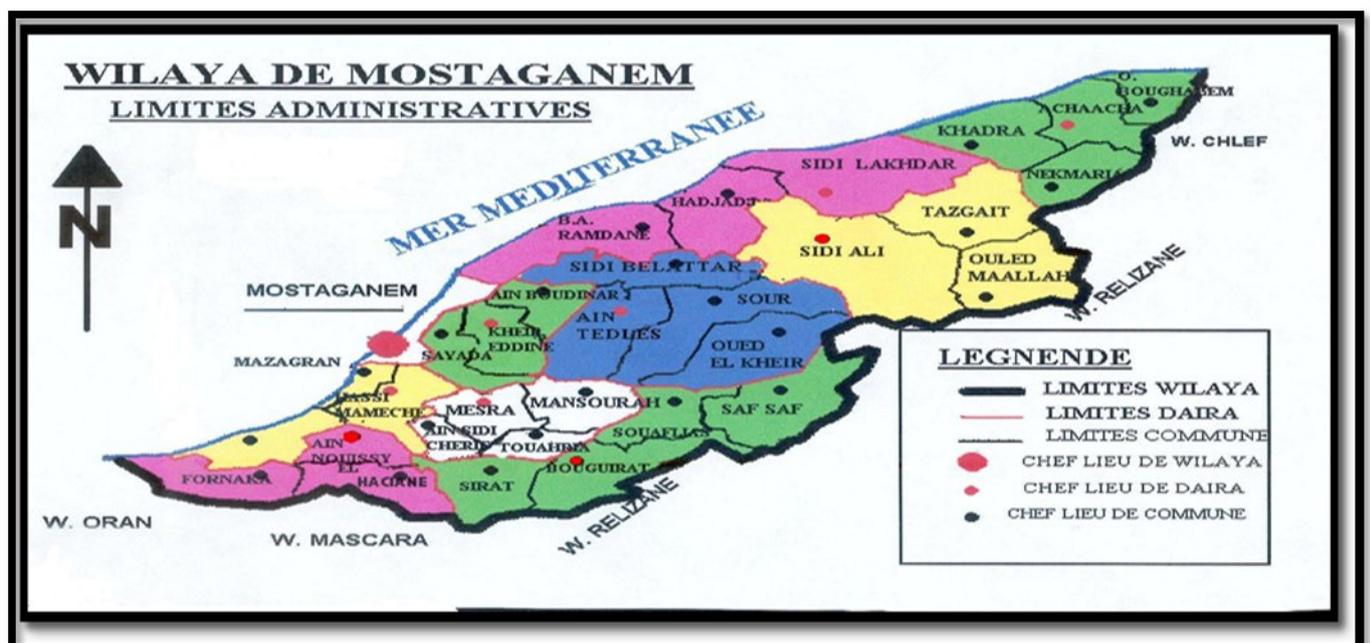


Figure I.1 :Carte de la wilaya de Mostaganem limites administratives.



Figure I.2 : Localisation de la zone d'étude et communes à alimenter.

Cette carte montre les différentes agglomérations concernées par notre étude :

- Bouguirat.
- Mazagran.
- Les Sablettes.
- Hassi Mamèche.
- Ouréah.
- Ain Nouissy.
- Stidia.

## **I.2-SITUATION HYDROGRAPHIQUE**

Le territoire de la wilaya de Mostaganem appartient à trois bassins hydrographiques :

- Le bassin versant du Cheliff (01), dans sa partie inférieure,
- Le bassin versant des Côtiers Oranais (04), où se trouve la partie ouest de la wilaya,
- Le bassin versant des Côtiers Algérois (02), dont le sous bassin du Dahra englobe la partie Est de la wilaya. (Monographie Mostaganem,2010)

Nous nous intéressons à la partie ouest de la Wilaya de Mostaganem

## **I.3-SITUATION GEOLOGIQUE**

La zone d'étude appartient à l'Oranie, constituée essentiellement des formations sédimentaires du Miocène et Pliocène-pléistocène. Les types lithologiques dominants sont clairement les marnes grises et bleues et les grès et marnes gréseuses.

Le relief est assez plat, à l'exception de la zone initiale du tracé de transfert MAO, encore dans la zone montagneuse des chaînes littorales. (Monographie Mostaganem,2011)

## **I.4-SITUATION TOPOGRAPHIQUE**

La topographie est accidentée particulièrement au niveau de la coupure de l'Oued Ain-Sefra du sud vers le nord, et de la falaise, qui par son élévation, forme une ligne de crête longeant la ville d'Est en Ouest.

**NB** : Il est important de signaler que la wilaya est composée d'une partie montagneuse dite région de Dahra composée des Chefs lieu de Daïra de Achaacha, Sidi Ali et Sidi Lakhdar regroupant plus de 180 douars correspondant à une population rurale de 200 000 habitants.

Le reste de la wilaya est réparti sur le plateau de Mostaganem et la région de Bouguirat soit une population de 558 800 Habitants sur 390 douars (Monographie Mostaganem,2011)

## I.5- SITUATION CLIMATIQUE

Le climat de la wilaya se caractérise par un climat semi-aride à hiver tempéré et une pluviométrie qui varie entre 350 mm sur le plateau et 400 mm sur les piémonts du Dahra. Les excès climatiques les plus à craindre sont le froid, la sécheresse et la chaleur.

### I.5.1- PLUVIOMETRIE

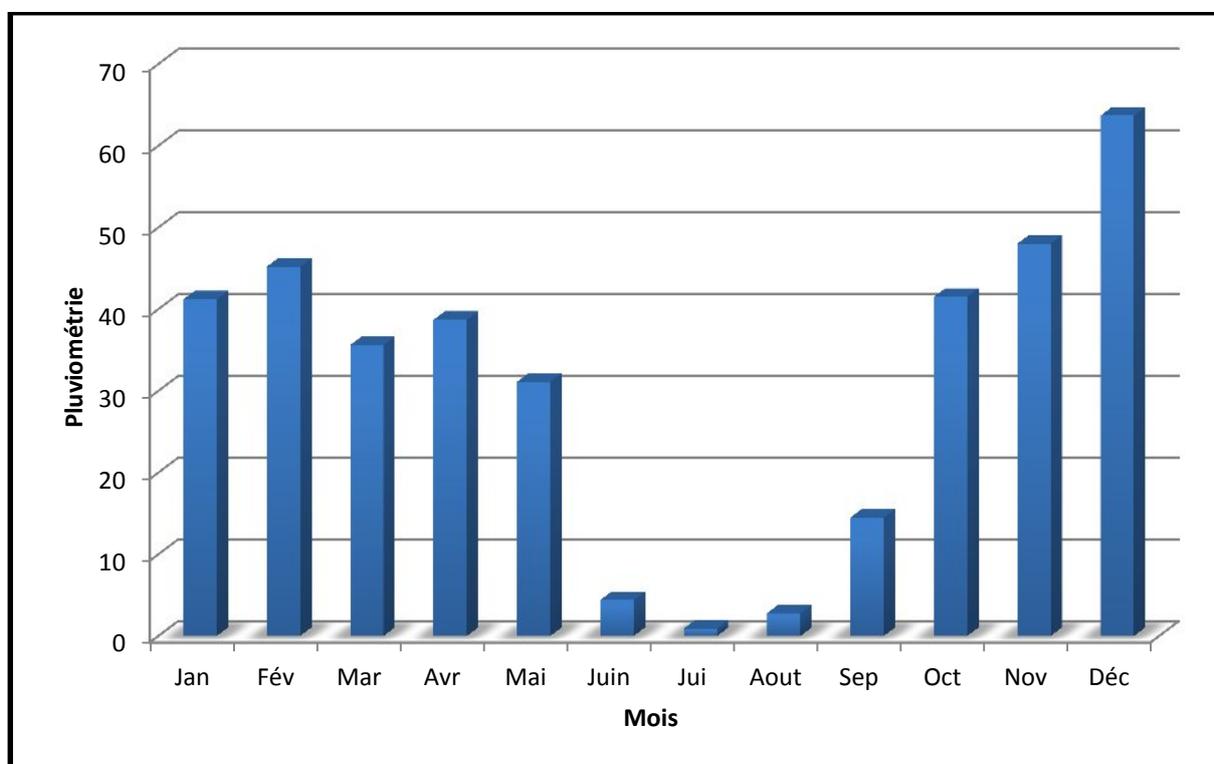
Le climat de la wilaya de Mostaganem est caractérisé par l'irrégularité des précipitations et par des variations annuelles et inter-saisonniers très importantes, l'humidité et la sécheresse se manifestent pendant de longues périodes consécutives.

Tableau I.1 indique la variation de la pluviométrie mensuelles.

**Tableau I.1** : la Pluviométrie moyenne mensuelles (mm) (période : 1990 – 2002)

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Jui	Août	Sep	Oct	Nov	Déc	Moy
<b>Précipitation</b>	41,2	45,2	35,6	38,7	31,1	4,4	0,9	2,8	14,5	41,5	48	63,7	368

Source PDAU



**Figure I.3:** Moyennes mensuelles des précipitations..

L'agence nationale des ressources hydriques (ANRH) dans sa carte pluviométrique du Nord de l'Algérie, estime la pluviométrie moyenne interannuelle à :

- 396,2 mm à Mostaganem
- 349,8 mm à Ouréah
- 406,4 mm à Mazagran

Durant les vingt dernières années, le climat de l'Algérie a été caractérisé par des périodes de sécheresse récurrentes. Ce phénomène a été davantage ressenti dans la région ouest du pays. Cette situation n'a pas manqué d'avoir des répercussions sur l'évolution de la pluviométrie. Les analyses faites par l'ANRH d'Oran ont montré que les séries de pluies durant la période (1990 – 2002) ont connues des baisses significatives. La baisse des précipitations moyennes est surtout sensible au niveau des bassins côtiers. Dans ces bassins la pluie enregistrée ne représente que 77% de la pluie moyenne de toute la série établie des observations.

Cette diminution de la pluviométrie se traduit par une baisse relative des apports au niveau des barrages ainsi que par un rabattement du niveau des nappes. (source ANRH Oran, 2012)

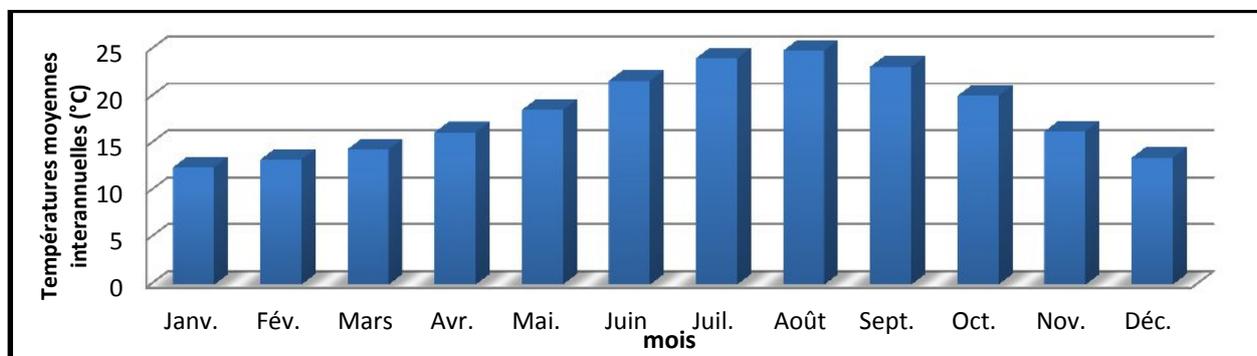
### I.5.2- TEMPERATURES

La température dans la région de la Mostaganem est soumise à l'influence de la mer qui se traduit par un décalage du mois le plus chaud vers le mois d'août alors que le mois le plus froid reste janvier.

Le tableau III présente les températures moyennes mensuelles enregistrées à Mostaganem (source : A.N.R.H).

**Tableau I.2:** Températures moyennes mensuelles (°C)

Janv.	Fév.	Mars	Avr.	Mai.	Juin	Juil.	Août	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.
12,5	13,3	14,4	16,2	18,6	21,7	24,1	24,9	23,2	20,1	16,3	13,5



**Figure I.4:** Températures moyennes mensuelles (°C)

La température moyenne annuelle est d'environ 18°C avec des températures estivales moyennes proches de 24°C et des températures moyennes d'hiver aux alentours de 13°C.

Les températures moyennes maximale et minimale sont respectivement de 23,1°C et 12, 2°C tandis que les températures maximales d'été n'excèdent rarement 45°C et que le minimum absolu est de -2,2°C.

### I.5.3- HUMIDITE

L'humidité relative de l'air est modérée tout au long de l'année avec une valeur moyenne d'environ 71%. C'est en hiver qu'on enregistre les valeurs les plus élevées avec une moyenne de 76%..(source DRE et ANRH Oran)

### I.5.4- ÉVAPOTRANSPIRATION

Le tableau I.4 donne la répartition mensuelle moyenne et interannuelle, de l'évapotranspiration potentielle, d'après la formule de Penman.

Dans ce tableau sont indiquées :

- les valeurs de l'ETP données par l'A.N.R.H dans la notice explicative de la carte des évapotranspirations du nord de l'Algérie.
- les valeurs de l'ETP retenues dans le cadre de l'étude de l'aménagement hydro agricole de la plaine de Kramis, par le groupement des bureaux d'études SCET-Tunisie et COBA.(source DRE et ANRH Oran)

**Tableau I.3 : Evapotranspiration potentielle (mm)**

	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
<b>ANRH</b>	51	66	101	131	156	177	194	180	136	97	59	46	1393
<b>SCET-COBA</b>	37	45	78	105	132	151	159	152	111	76	46	35	1127

L'estimation de l'ETP dans l'étude de l'aménagement hydro agricole de la plaine de Kramis est inférieure de 18% à celle de l'ANRH. Néanmoins, dans les deux cas, la valeur la plus basse est enregistrée au mois de décembre et la valeur la plus importante se situe au mois de juillet.

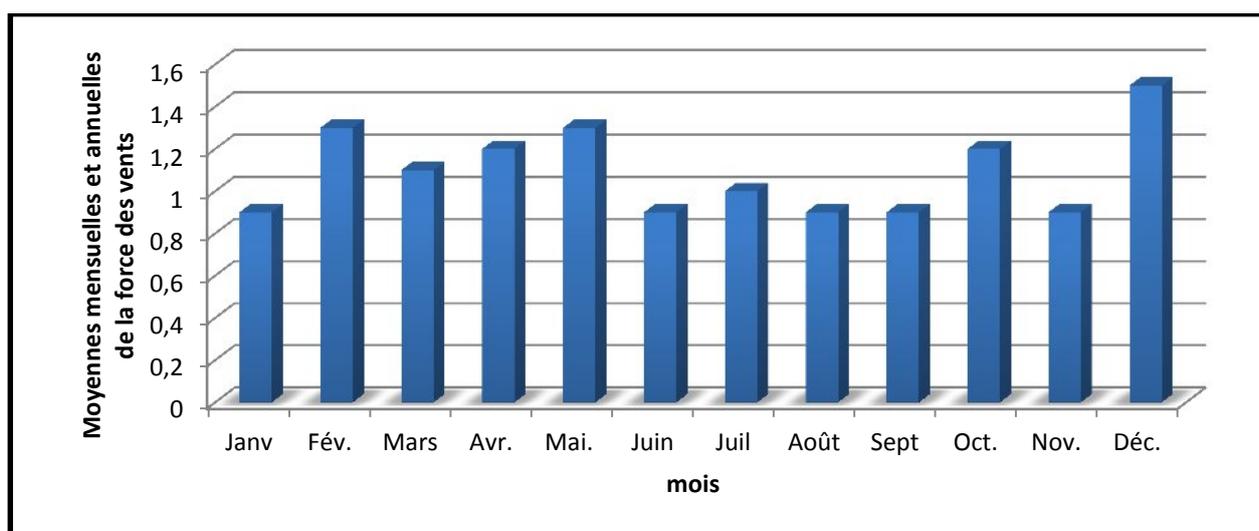
### I.5.5-VENTS ET NEBULOSITE

La fréquence et la force des vents ainsi que la nébulosité ont été estimées au par la station de Mostaganem pour la période (1976-1984).

### I.5.5.1. LA FREQUENCE DES VENTS

**Tableau I.4 :** Moyennes mensuelles et annuelles de la force des vents à la station de Mostaganem (1976-1984).

Mois	Janv	Fév.	Mars	Avr.	Mai.	Juin	Juil	Août	Sept	Oct.	Nov.	Déc.	Moyenne annuelle
La station de Mostaganem	0,9	1,3	1,1	1,2	1,3	0,9	1	0,9	0,9	1,2	0,9	1,5	1,1



**Figure I.5:** Moyennes mensuelles et annuelles de la force des vents

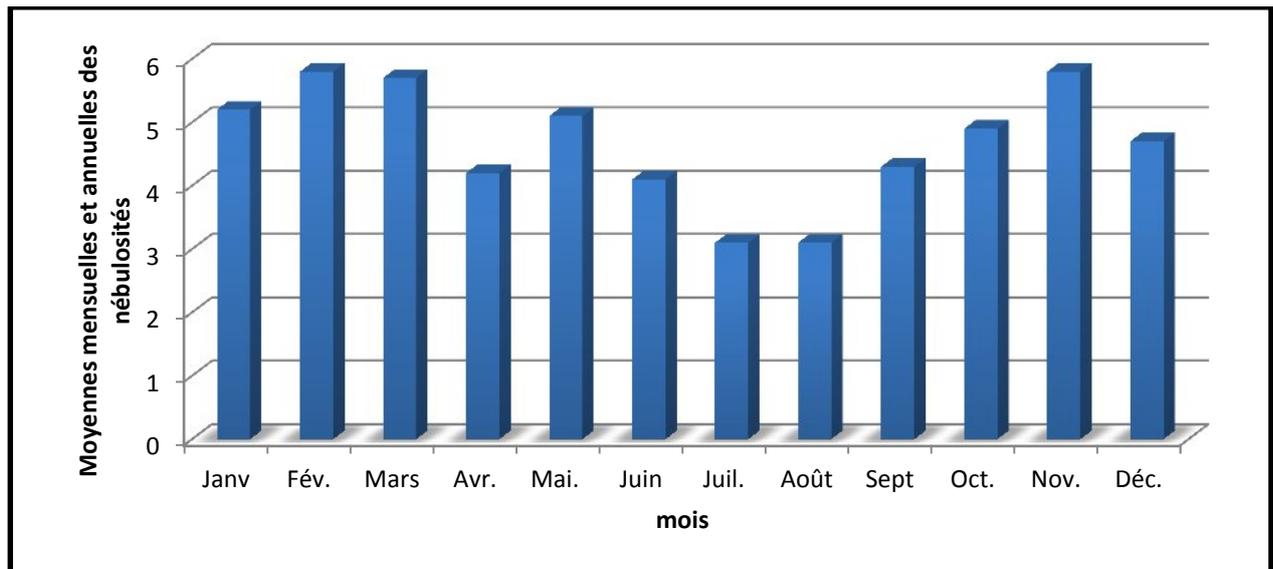
Le tableau montre que l'écart entre les moyennes mensuelles est peu prononcé ; les valeurs maximales s'observent en décembre avec 1,5 et en Février avec 1,3. Les valeurs minimales en été avec 0,9 en Janvier, Juin, Aout, Septembre et Novembre.

### I.5.5.2 LA NEBULOSITE :

La nébulosité est la fraction du ciel couverte par les nuages, elle est exprimée en dixièmes (de 0 à 10) : 0 pour un ciel clair et 10 pour un ciel couvert. La nature de la formation nuageuse n'est pas un paramètre influent (SELTZER 1946). Les données de la nébulosité sont mentionnées sur le tableau I.5.

**Tableau I.5 :** Moyennes mensuelles et annuelles des nébulosités à station de Mostaganem (Période 1976-1984).

Mois	Janv	Fév.	Mars	Avr.	Mai.	Juin	Juil.	Août	Sept	Oct.	Nov.	Déc.	Moyenne annuelle
Mostaganem	5,2	5,8	5,7	4,2	5,1	4,1	3,1	3,1	4,3	4,9	5,8	4,7	4,7



**Figure I.6:** Moyennes mensuelles et annuelles des nébulosités

Le tableau I.5 et montrent que les variations mensuelles et annuelles de la nébulosité mesurée à la station de Mostaganem sont assez nettes. Pour la station de Mostaganem le minimum est observé en Juillet et Août avec une valeur de 3,1 Un maximum peu prononcé durant le mois de Novembre avec 5,8

## I.6- SITUATION DEMOGRAPHIQUE

La population par agglomération de la zone bénéficiaire du projet, a été déduite de l'annuaire statistique de la wilaya de Mostaganem, conformément à l'année de recensement de 2013. Elle est présentée dans le tableau suivant :

**Tableau I.6:** Population par agglomération à l'année de recensement 2013

Agglomération	Population en 2013 (habitants)	Taux d'accroissement $\alpha$ en %
Bouguirat	14333	2.4
Mazagran	2417	3.4
les Sablettes	1227	2.4
Hassi Mamèche	3537	2.7
Ouréah	1277	2.4
Ain Nouissy	2326	2.5
Stidia	2099	1
Total	27216	

(DPAT Mostaganem)

### I.6.1- TAUX D'ACCROISSEMENT DE LA POPULATION

D'après la direction de l'hydraulique de la wilaya de Mostaganem, le coefficient d'accroissement moyen est évalué à 2,4%.

## I.7-SITUATION HYDRAULIQUE

### I.7.1-SITUATION DES RESSOURCES POUR CHAQUE COMMUNE

**Tableau I.7:** Ressources pour chaque commune

Agglomération	Forage	Exploité	Forage en attente d'exploitation		Puits M <sup>3</sup> /J	réservoirs	
	Nbre	Débit (l/s)	Nbre	Volume exp M <sup>3</sup> /J		Nbre	capacité
Bouguirat	11	61	01	518.4	0	19	9915
Hassi Mamèche	8	36	0	0	129	11	3990
Mazagran	6	42	0	0	0	8	5500
Stidia	2	4	0	0	259	10	2330
Ain Nouissy	6	26	0	0	173	6	4050
Les sablettes	0	0	0	0	0	1	600
Oureah	0	0	0	0	0	6	805

(Monographie, 2011)

### I.7.2-SITUATION DES RESEAUX D'AEP ET D'ASSAINISSEMENT PAR AGGLOMERATION

**Tableau I.8:** Réseaux d'AEP et d'assainissement par agglomération.

Agglomération	Assainissement		AEP		
	Longueur du réseau (ml)	Raccorde-ment (%)	Adduction	Distribution	Raccorde-ment (%)
			Longueur (ml)	Longueur (ml)	
Bouguirat	35900	67	26993	61921	70
Hassi Mamèche	37590	97.78	20776	72165	90
Mazagran	43080	96.88	10070	52132	96
Stidia	29880	84	13250	35328	84
Ain Nouissy	48010	86	33650	25860	92
Les Sablettes	1800	12	33424	23432	34
Oureah	1200	10	29568	19352	29

(Monographie, 2011)

### I.7.3-SYSTEME MAO

Défini comme étant un grand projet de système de production d'eau à transférer pour l'alimentation du couloir Mostaganem-Arzew-Oran et des localités avoisinantes, le MAO interviendra en vue de remédier définitivement à la situation difficile qui caractérise l'alimentation en eau potable de l'Oranie.

L'option de cette solution a mis en exergue le nécessité de mobiliser et d'exploiter les eaux du Cheliff (plus grand bassin versant du pays), dont les eaux résiduaires restent importantes

Les principales composantes du système de transfert MAO pour la wilaya de Mostaganem sont :

- Barrage de dérivation du chéiff de 50 Hm<sup>3</sup> de capacité.
- Barrage de stockage de Kerrada 70 Hm<sup>3</sup> de capacité.
- Station de traitement d'eau de Sidi Ladjal d'une capacité totale de 561.600 M<sup>3</sup>/J.
- Station de pompage de 9,5 m<sup>3</sup>/s sur la rive gauche de l'oued Cheliff.
- Conduite de 6,7 km de longueur et réservoir de régulation entre la station de pompage et la station de traitement de Sidi Ladjal.
- Conduite d'adduction ( 1 de refoulement + 1 Gravitaire) entre la station de pompage et le barrage de Kerrada.
- Une adduction de 93 Km de longueur de la station de traitement jusqu'au réservoir de stockage à l'est d'Oran.
- Un réservoir de stockage à Mostaganem de 120.000 m<sup>3</sup> (2 x 60.000 m<sup>3</sup>).

(Monographie, 2011)

### I.7.4- SITUATION D'AEP AVEC MAO

Vue la mise en service du système MAO et le dessalement de Sonaghter, l'exploitation des forages est arrêté en raison d'emmagasiné les ressources souterraines.

La Wilaya de Mostaganem est alimenté par :

- Les eaux conventionnelles : Barrages.
- Les eaux non conventionnelles : Eau dessalée.
- **Les eaux conventionnelles** : Barrages :

il s'agit de :

- Barrages Kramis : 45HM<sup>3</sup> avec un taux de remplissage 65
- Barrages de Kerrada : 70 HM<sup>3</sup> avec un taux de remplissage 85
- Barrage du Cheliff : 50 HM<sup>3</sup> avec un taux de remplissage 90

**pTableau I.9 :** Les eaux conventionnelles de la wilaya de Mostaganem.

BARRAGE		Année de mise en service	Année d'exploitation	Capacité Hm <sup>3</sup>	Volume actuel Hm <sup>3</sup>
KRAMIS		2004	2006	45	28
Complexe MAO	CHELLIF	Août 2009	Août 2009	50	50
	KERRADA	2010	Mise en eau	70	37,4
Totaux				165	115,4

(DRE Mostaganem,2013)

➤ **Les eaux non conventionnelles** : Eau dessalée.

La station de dessalement de Mostaganem située au Sonaghter produit quotidiennement 200 000 m<sup>3</sup> / jour.(source DRE Mostaganem)

**Tableau I.10 :** Les eaux non conventionnelles de la wilaya de Mostaganem.

N°	Type d'ouvrages en exploitation	Date mise en service	Capacité de production m <sup>3</sup> /jour	Capacité exploitée m <sup>3</sup> /jour
01	Usine de dessalement (Sonaghter)	19 Septembre 2011	200.000	175.000

(DRE Mostaganem,2013)

### I.7.5- SITUATION D'AEP AVANT MAO

Le tableau I.9 présente la distribution de l'eau potable à travers la wilaya avant le MAO, il nous renseigne sur les ressources utilisées pour chaque agglomération.

**Tableau I.11:** programme de distribution d'eau potable avant MAO.

Agglomération	Population totale	Production moyenne (m <sup>3</sup> /j)		TOTAL (m <sup>3</sup> /j)
		Eaux souterraines	Eaux de surfaces(GARGAR)	
Bougirat	14333	15468	9036	24504
Mazagran	2417	2126	343	2469
les Sablettes	1227	412	0	412
Hassi Mamèche	3537	1608	0	1608
Ouréah	1277	173	0	173
Ain Nouissy	2326	711	0	711
Stidia	2099	0	275	275
TOTAL (m <sup>3</sup> /j)	27216	20498	9654	30152

(DRE Mostaganem, 2013)

## **I.8-SITUATION ECONOMIQUE DE LA WILAYA DE MOSTAGANEM**

La wilaya de Mostaganem peut aussi participer à la dynamisation du secteur industriel par la réalisation d'un terminal centenaire, le transfert de la gare ferroviaire de la ville vers l'extérieur et la réhabilitation de l'aérodrome de Mostaganem. Son site a une superficie de 28ha, non loin du port. Ce site est encore vierge et nécessite des aménagements pour participer au développement de la ville.

Ainsi la ville de Mostaganem dispose d'atouts économiques.

L'exploitation de ces dernières offres des perspectives de développement économique prometteuse dans les domaines, agricole, maritime, industriel, touristique et halieutique.

Parmi ces atouts, des potentialités touristiques immenses, des potentialités agricoles appréciables et développées, un secteur de la pêche très prometteur et une bonne position géographique avec un réseau d'infrastructures développé.

En face de ces atouts, la ville de Mostaganem est soumise à une série de contraintes qui perturbent son développement socio-économique, à savoir :

- L'érosion éolienne dans le plateau de Mostaganem.
- Le problème de traitement des eaux résiduaires.
- L'existence de terres agricoles qui entourent la ville pose un problème à son développement et la bloque au sud et à l'ouest.
- L'existence du tracé de la ligne du chemin de fer qui traverse la ville du port vers le centre crée des coupures urbaines qui engendrent des problèmes de circulation routière.
- L'existence des lignes électriques aériennes qui traversent la partie sud de la ville bloque son extension.
- Le site de Mostaganem est fragmenté topographiquement, ce qui entraîne un mauvais fonctionnement, notamment la circulation automobile.
- La traversée d'Oued Ain-Sefra par le centre-ville présente des contraintes d'ordre technique et économique.

En conséquence, les possibilités de développement de la ville vers l'est ou l'Ouest demeurent assujetties à une analyse très approfondie.

## **CONCLUSION**

Dans ce chapitre nous avons collecté différentes données : hydrographique, géologique hydrogéologique etc. On a insisté beaucoup plus sur la situation hydraulique parce qu'elle a une très grande importance dans notre projet.

Ce chapitre nous permet de bien connaître notre zone d'étude afin de bien mener notre projet en tenant compte des différentes paramètres qui peuvent intervenir

# **Chapitre II :**

# **Estimation des**

# **besoins en eau**

# **potable**

## INTRODUCTION

Dans ce chapitre, on procède à la détermination des besoins en eau potable nécessaires pour les agglomérations concernées par notre projet de transfert. A la suite d'une estimation de leurs populations pour un horizon fixé à 2040. Ces besoins servent à la détermination des débits nécessaires au dimensionnement du système d'alimentation en eau potable à projeter, appelé à leur satisfaire les besoins en eau potable.

### II.1- EVOLUTION DE LA POPULATION

Le nombre d'habitants des communes concernées par l'étude varie d'une localité à une autre, il est estimé à 24 148 habitants au total en 2008 selon le recensement de la population et de l'habitat RGPH.

Le taux d'accroissement moyen est de 2.4%. D'après l'Office National des Statistique (ONS) et la Direction de la Planification et de l'Aménagement du territoire (DPAT) de la wilaya de Mostaganem.

**Tableau II.1** : Populations en 2008 et taux d'accroissement des zones concernées.

Communes et Daïras concernées	Population en 2008 (habitants)	Taux d'accroissement (%)
Bougirrat	12 730	2.4
Mazagran	2 045	3.4
les Sablettes	1 090	2.4
Hassi Mamèche	3 096	2.7
Ouréah	1 134	2.4
Ain Nouissy	2 056	2.5
Stidia	1 997	1
Total	24 148	

#### II.1.1- ESTIMATION DE LA POPULATION A DIFFERENTS HORIZONS

La population par commune et hameaux à différents horizons est calculée par rapport à celle de l'année 2008 par la relation :

$$P_x = P_0 \times (1 + \alpha)^n$$

$P_x$  : Population à l'horizon de calcul.

$P_0$  : Population à l'année de recensement 2008.

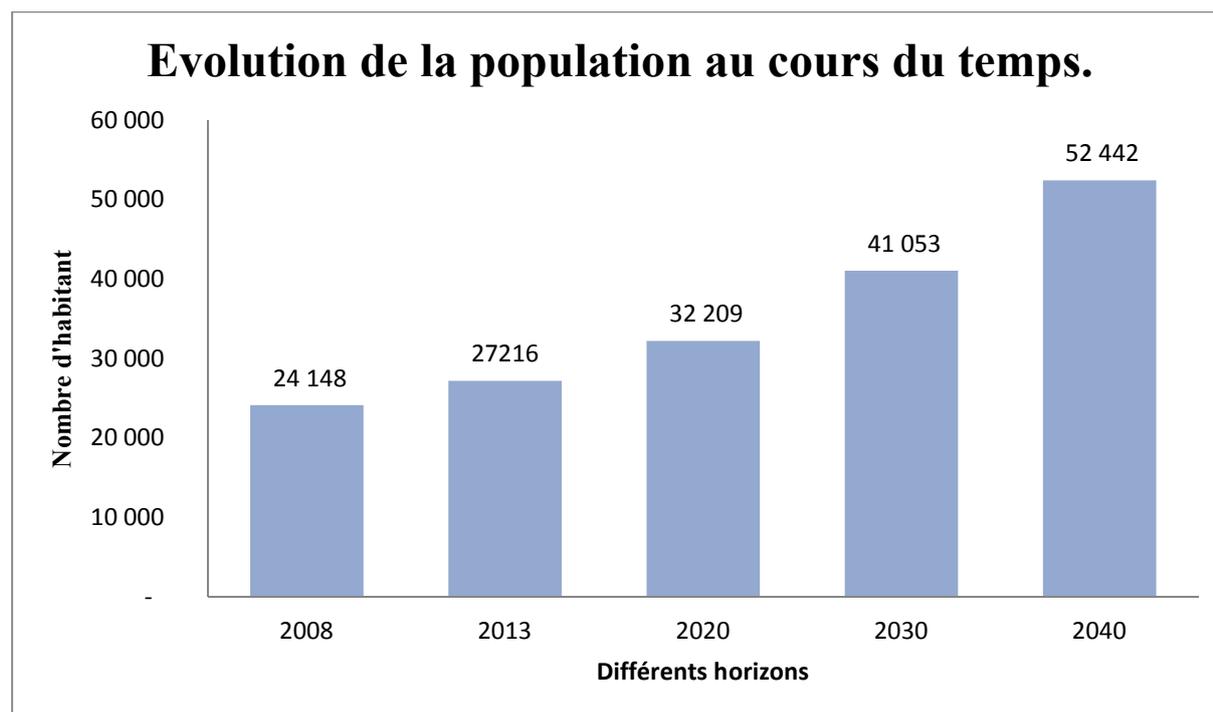
$\alpha$  : Taux d'accroissement démographique,  $\alpha$  moyen de la Wilaya est estimé à 2,4 %.

$n$  : Nombre d'année séparant l'année de recensement et l'horizon de calcul.

Le résultat du calcul de l'évolution de la population à différents horizons est donné dans le tableau II.2.

**Tableau II.2** Evolution de la population à différents horizons.

Communes concernées	Population en 2008	Population en 2013	Population en 2020	Population en 2030	Population en 2040
Bougirat	12 730	14333	16 921	21 450	27 191
Mazargan	2 045	2417	3 054	4 267	5 961
les Sablettes	1 090	1227	1 449	1 837	2 328
Hassi Mamèche	3 096	3537	4 262	5 564	7 262
Ouréah	1 134	1277	1 507	1 911	2 422
Ain Nouissy	2 056	2326	2 765	3 540	4 531
	1 997	2099	2 250	2 486	2 746
Total	24 148	27216	32 209	41 053	52 442



**Figure II.1** : Variation de la population au cours des années

A l'horizon 2040, le nombre total d'habitants des communes concernées par le projet sera donc de 52 442 habitants.

## II.2-EVALUATION DES BESOINS EN EAU POTABLE

### II.2.1- GENERALITES

La quantité d'eau potable à garantir est fonction des besoins suivants :

➤ **Besoins domestiques**

Besoins domestiques sont l'utilisation de l'eau pour la boisson, la préparation des repas, la propreté, le lavage de la vaisselle et du linge, les douches, l'arrosage des jardins familiaux etc.

Les besoins en eau domestique dépendent essentiellement du développement des installations sanitaires et des habitudes de la population.

➤ **Besoins publics**

Besoins publics représentent l'utilisation de l'eau pour le nettoyage des marchés et des caniveaux, le lavage des automobiles et l'eau pour les casernes, les administrations, les cantine etc.

➤ **Besoins industriels et agricoles :**

Les entreprises industrielles et agricoles ont besoin d'une quantité d'eau plus importante pour leur fonctionnement. La qualité d'eau exigée est différente d'une industrie à une autre en fonction du type du produit fabriqué ou transformé.

➤ **Besoins scolaires :**

Les quantités d'eau demandées par les écoles primaires, moyennes et secondaires, privées ou publics, les centres de formation etc.

➤ **Besoins sanitaires :**

Les quantités d'eau nécessaires pour le lavage des cours, des baignoires, des douches, des WC (Water-Closet) et des éviers etc.

➤ **Besoins d'incendie :**

Besoins d'incendie représentent les quantités d'eau nécessaires pour la lutte contre les incendies.

➤ **Besoins des ZET (Zone d'Extension Touristique)**

On entend par les besoins des ZET, les quantités d'eau demandées par les zones d'extension touristique.

### II.2.2-ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

Le calcul de la dotation peut-être déterminer comme suit :

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

Dans le cadre de cette étude on a opté pour une dotation de 300 litres/jour/habitant suivant les recommandations de la direction des ressources en eau (DRE) de Mostaganem. Comparativement, aux dotations dans d'autres région du pays, cette valeur peut paraître élevée, toutefois vue la mise en marche de la station de dessalement de Sonaghter qui produit 200 000 m<sup>3</sup>/jour en plus du système de barrage et transfert du système MAO, cette valeur est largement justifiée.

D'où la dotation considérée est : **Dot= 300 l/j/habitant**

La consommation moyenne journalière, pour chaque type de besoins est estimée comme suit : La consommation moyenne journalière est définie comme étant le produit de la dotation moyenne journalière fixée par le nombre de consommateurs, d'où :

$$= \frac{\text{Dot} \times N_i}{1000} \quad [\text{m}^3/\text{j}] \quad (2.1)$$

Avec :

$Q_{\text{moy,j}}$  : consommation moyenne journalière d'eau potable en m<sup>3</sup>/j .

Dot : dotation journalière pour chaque usager formant le type de consommateur

$N_i$  : nombre d'usagers

Il est donc important d'évaluer ces besoins pour les habitants à l'horizon visé pour un dimensionnement adéquat du système d'alimentation en eau potable.

### II.2.3-BESOINS MOYENS DOMESTIQUES POUR L'HORIZON 2040

Les besoins domestiques sont évalués à la base de la dotation choisie.

**Tableau II.3** : Besoins domestiques pour 2040.

Agglomération	Population en 2040	Dotation L/jour/hab	Besoin pour 2040 en M <sup>3</sup>
<b>Bouguirat</b>	27 191	300	8 157,33
<b>Mazagran</b>	5 961	300	1 788,43
<b>les Sablettes</b>	2 328	300	698,47
<b>Hassi Mamèche</b>	7 262	300	2 178,59
<b>Ouréah</b>	2 422	300	726,66
<b>Ain Nouissy</b>	4 531	300	1 359,28
<b>Stidia</b>	2 746	300	823,73
<b>Total</b>	52 442	300	15 732,49

Pour les besoins domestiques le débit est de **15 732,49 m<sup>3</sup> /jour**

## II.2.4-BESOIN D'EQUIPEMENT POUR L'ANNEE 2008

On a choisi l'année 2008 suite à la disponibilité des données pour le calcul des différents débits d'équipement. Après, les besoins sont transférés en équivalent habitant, et une projection pour l'horizon 2040 est faite en utilisant la relation (2.1)

### II.2.4.1-BESOINS SCOLAIRE

Les besoins des différents équipements scolaires recueillis au niveau des différentes localités concernées par notre étude sont regroupés dans le tableau suivant:

**Tableau II.4:** Tableau récapitulatif des besoins scolaires pour l'année 2008.

Localités	Type d'équipement	Nombre d'élèves	Dotation (l/j/élève)	Régime	Débit (m <sup>3</sup> /j)
Bougirat	07 Primaires	3691	10	externat	36,91
	04 CEM	3048			30,48
	01 Lycée	848			8,48
Mazagran	07 Primaires	1272	10	externat	13,72
	05 CEM	1992			19,92
	01 Lycée	542			5,42
les Sablettes	-	-	-	-	-
Hassi Mamèche	11 Primaires	3060	10	externat	30,60
	03 CEM	1857			18,57
	01 Lycée	499			4,99
Ouréah	-	-	-	-	-
Ain Nouissy	05 Primaires	1455	10	externat	14,55
	03 CEM	1382			13,82
	01 Lycée	748			7,48
Stidia	07 Primaires	2313	10	externat	23,13
	02 CEM	1054			10,54
	01 Lycée	308			3,08
Total					<b>222,55</b>

### II .2.4.2-BESOINS SANITAIRES

Les différents besoins sanitaires des différentes localités sont réunis dans le tableau suivant:

**Tableau II.5:** Les besoins sanitaires pour l'année 2008.

Localités	Type d'équipement	Unité		Dotation (l/j/u)	Débit (m <sup>3</sup> /j)
		(m <sup>2</sup> )	lits		
Bouguirat	03 salles de soins	1000	-	150	15
	01 polyclinique	-	12	250	3
	01 maternité	-	11	250	2,650
Mazagran	03 salles de soins	1000	-	15	45
	01 polyclinique	-	9	250	2,25
les Sablettes	01 salle de soins	1200	-	15	18
Hassi Mamèche	05 salles de soins	1000	-	15	75
	01 polyclinique	-	11	250	2,65
	01 maternité	-	17	250	4,25
Ouréah	01 salle de soins	1000	-	150	15
Ain Nouissy	04 salles de soins	1000	-	150	60
	01 polyclinique	-	15	250	3,75
	01 maternité	-	13	250	3,25
Stidia	04 salles de soins	1000	-	150	60
	01 polyclinique	-	18	250	4,5
Total					<b>314,3</b>

### II .2.4.3- BESOINS ADMINISTRATIFS

Les besoins en eau des différents équipements administratifs des localités concernées, leurs dotations et les débits journaliers correspondants sont donnés le tableau suivant:

**Tableau II.6:** Les besoins administratifs pour l'année 2008.

Localités	Type d'équipement pour l'ensemble des localités	Nombre d'employés	Dotation (l/j/ouvr)	Débit (m <sup>3</sup> /j)
Bougirat	06APC	185		2,775
Mazagran	04 Daïra	140		2,1
les Sablettes	01 PNEK	12		0,18
Hassi Mamèche	06 Postes	150		2,25
Ouréah	5 PTT	73		1,095
Ain Nouissy	01 A. foncière	27		0,405
Stidia	01 Bureau de poste	17		0,255
	02 Banques	25	15	0,375
	02 SAA	45		0,675
	01 Centre administratif	56		0,84
	06 Gendarmeries	150		2,25
	04 sûretés de daïra	132		1,98
	04 Protection civile	170		2,55
	01 caserne	250		3,75
	01 Douane	120		1,8
	<b>Total</b>			

#### II.2.4.4- BESOINS COMMERCIAUX ET INDUSTRIELS

C'est la consommation d'eau nécessaire au fonctionnement des commerces et à la production industrielle. Elle comprend en outre les usages hygiéniques, d'entretiens et de climatisation.

**Tableau II.7:** Les besoins commerciaux et industriels pour l'année 2008

Localités	Type d'équipement Pour l'ensemble des localités	Détails (unité)	Dotation (l/j/u)	Débit (m <sup>3</sup> /j)
Bouguirat	Commerces spécialisés	5200 m <sup>2</sup>	05 l/j/m <sup>2</sup>	26
Mazagran	15 Douches publiques	160 postes	120 l/j/poste 250	19,2
les Sablettes	12 Hôtels	400 lits	l/j/lit	100
Hassi Mamèche	05 Camps de toiles	872 personnes	180 l/j/pers	157
Ouréah	05 marchés couverts	2500 m <sup>2</sup>	05 l/j/m <sup>2</sup>	12,5
Ain Nouissy	01 centre d'affaire	3200 m <sup>2</sup>	05 l/j/m <sup>2</sup>	16
Stidia	03 zones d'activité	4300 m <sup>2</sup>	05 l/j/m <sup>2</sup>	21,5
Total				<b>352,2</b>

#### II .2.4.5-BESOINS SOCIOCULTURELS

Les équipements socioculturels et leurs besoins en eau sont présentés dans le tableau suivant:

**Tableau II.8 :** Les besoins socioculturels pour l'année 2008

Localités	Type d'équipement pour l'ensemble des localités	Unité	Dotation (l/j/usager)	Débit (m <sup>3</sup> /j)
Bouguirat	09 Mosquées	1700 fidèles	05	08,50
Mazagran	30 Salle de prière	1240 fidèles	05	06,20
les Sablettes	24 Ecole coranique	985 fidèles	05	4,93
Hassi Mamèche	1 Zaouia	86 fidèles	05	00,43
Ouréah	04 Jardins d'enfant	2700 m <sup>2</sup>	04	20,00
Ain Nouissy	01 Maison de jeune	120 jeunes	05	10,8
Stidia	04 centres culturels	80 fidèles	05	0,4
	03 Stades	06 vestiaires	10000	60
Total				<b>111,26</b>

Pour une estimation à long terme des besoins d'équipement, on calcul pour équivalent habitant comme suit :

- La somme des besoins d'équipement qui est égale à 1 023 m<sup>3</sup>/j au quelle la dotation est de 300 l/j/hab. ce qui donne un total de 3 410 équivalents habitant.

**Tableau II.9:** Tableau de variation de besoins d'équipement en fonction de l'équivalent habitant

Horizon	Année 2008	Année 2013	Année 2020	Année 2030	Année 2040
Equivalent habitant	3 410	3 584	3 842	4 244	4 689
Besoin (m <sup>3</sup> /j)	1 023	1 075,2	1 152,6	1 273,2	1 406,7

### II.2.5- RECAPITULATION DE LA CONSOMMATION MOYENNE JOURNALIERE

La consommation moyenne journalière totale des localités de la zone de notre étude et calculer on faisant la somme des besoins domestiques avec les besoins d'équipements. La consommation moyenne journalière s'élèvera donc à l'horizon 2040, à  $Q_{moy,j} = 17\,139,19\text{m}^3/\text{j}$

## II.3- VARIATIONS DE LA CONSOMMATION JOURNALIERE

### II.3.1- CONSOMMATION MAXIMALE JOURNALIERE

Au cours de l'année, il existe une journée où la consommation d'eau est maximale. Par rapport à la consommation moyenne déterminée, nous pouvons trouver un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation maximale dépassera la consommation moyenne. Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum et noté par  $K_{max,j}$ . Ainsi nous pouvons écrire :

$$Q_{max,j} = K_{max,j} \times Q_{moy,j}$$

Tenant compte de l'irrégularité de la consommation.

La valeur de  $K_{max,j}$  varie entre 1,1 et 1,3 pour les besoins domestiques

$Q_{max,j}$  : Consommation maximale journalière (m<sup>3</sup>/j);

$K_{max,j}$  : Coefficient d'irrégularité journalière maximum

On prend:  $K_{max,j} = 1,2$ ;

$Q_{moy,j}$  : Consommation moyenne journalière (m<sup>3</sup>/j).

### II.3.2-CONSOMMATION MINIMALE JOURNALIERE

De même il existe une journée où la consommation est minimale. Nous pouvons déterminer un rapport qui nous indique de combien de fois la consommation minimale est

inférieure à la consommation moyenne. Ce rapport est appelé coefficient minimum d'irrégularité journalière. Nous pouvons écrire :

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

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

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

On prend:  $K_{\min,j} = 0,9$  pour les besoins domestiques.

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

Les résultats sont représentés dans le tableau II.10:

**Tableau II.10:** Calcul des consommations maximales et minimales journalières à l'horizon 2040

Catégorie des besoins	$Q_{\text{moy},j} [\text{m}^3/\text{j}]$	$K_{\min,j}$	$Q_{\min,j} [\text{m}^3/\text{j}]$	$K_{\max,j}$	$Q_{\max,j} [\text{m}^3/\text{j}]$
domestique	15 732,49	0,9	14 159,2	1,2	18 878,92
Besoin d'équipement	1406,7	1	1 406,7	1	1 406,7
Total	17 139,19		15 565,9		20 285,61

## II.4-CALCUL DU DEBIT MAJORE

Les pertes d'eau sont constituées par des fuites diverses (joints de raccordement) et des branchements illicites, contrairement à ce que l'on pourrait croire, ces deux derniers paramètres sont loin d'être négligeables, elles atteignent des chiffres de 10 à 20 % du volume distribué voire même 40% dans le cas d'un réseau ancien, mal entretenu et non surveillé.

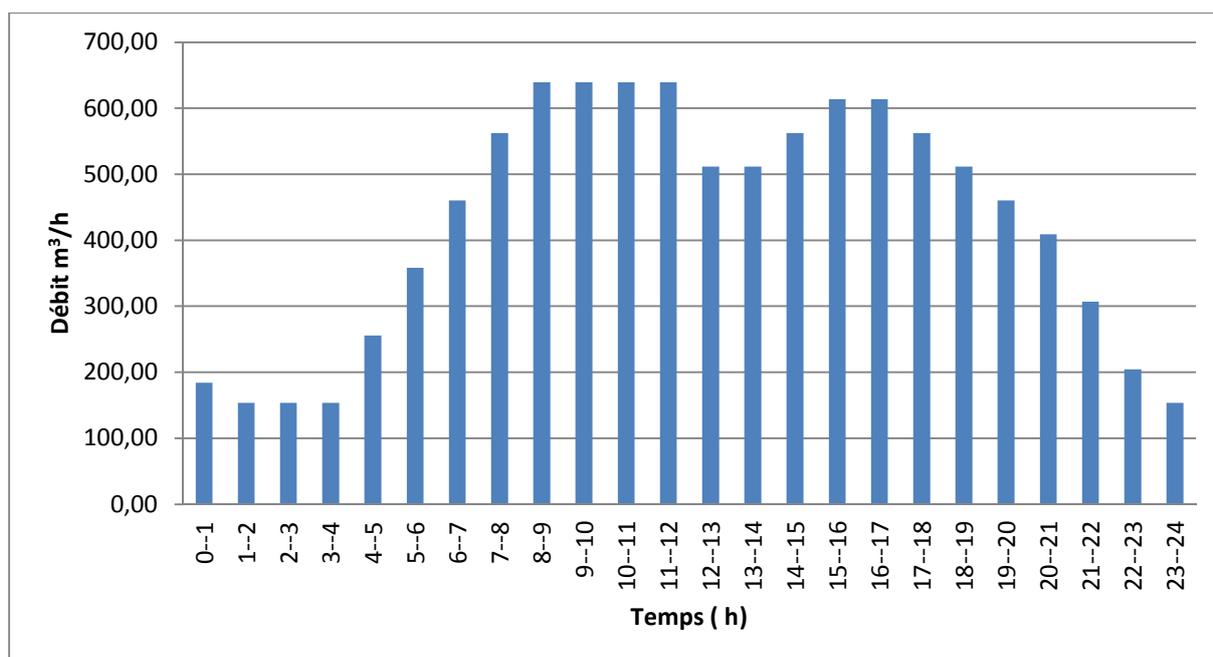
La valeur du taux de fuite et des branchements illicites est estimée à 15% sur les réseaux de distributions selon la direction des ressources en eau de la wilaya de Mostaganem (D.R.E) Pour les prendre en considération, notre débit sera alors majoré de 15% soit 23 328  $\text{m}^3/\text{jour}$

## II.5-CONSOMMATION EN EAU PAR TRANCHE HORAIRE

Selon les statistiques, le régime de consommation horaire est fonction de la population. Le régime choisi pour l'année 2013 (2<sup>ème</sup> colonne du tableau annexe II-1) englobe les communes concernées par l'étude durant l'année 2013.

**Tableau II.11:** Variation des débits horaires pour l'année 2013 pour l'ensemble des agglomérations

Heures	Consommation totale $Q_{\max}=12\,274,79\text{ m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	(%)	( $\text{m}^3/\text{h}$ )	(%)	( $\text{m}^3/\text{h}$ )
00-01	1,50	153,44	1,50	153,44
01-02	1,50	153,44	3,00	306,87
02-03	1,50	153,44	4,50	460,31
03-04	1,50	153,44	6,00	613,74
04-05	2,50	255,73	8,50	869,47
05-06	3,50	358,02	12,00	1227,48
06-07	4,50	460,31	16,50	1687,79
07-08	5,50	562,60	22,00	2250,38
08-09	6,25	639,31	28,25	2889,69
09-10	6,25	639,31	34,50	3529,01
10-11	6,25	<b>639,31</b>	40,75	4168,32
11-12	6,25	639,31	47,00	4807,63
12-13	5,00	511,45	52,00	5319,08
13-14	5,00	511,45	57,00	5830,53
14-15	5,50	562,60	62,50	6393,13
15-16	6,00	613,74	68,50	7006,87
16-17	6,00	613,74	74,50	7620,61
17-18	5,50	562,60	80,00	8183,20
18-19	5,00	511,45	85,00	8694,65
19-20	4,50	460,31	89,50	9154,96
20-21	4,00	409,16	93,50	9564,12
21-22	3,00	306,87	96,50	9870,99
22-23	2,00	204,58	98,50	10075,57
23-24	1,50	153,44	100,00	10229,00



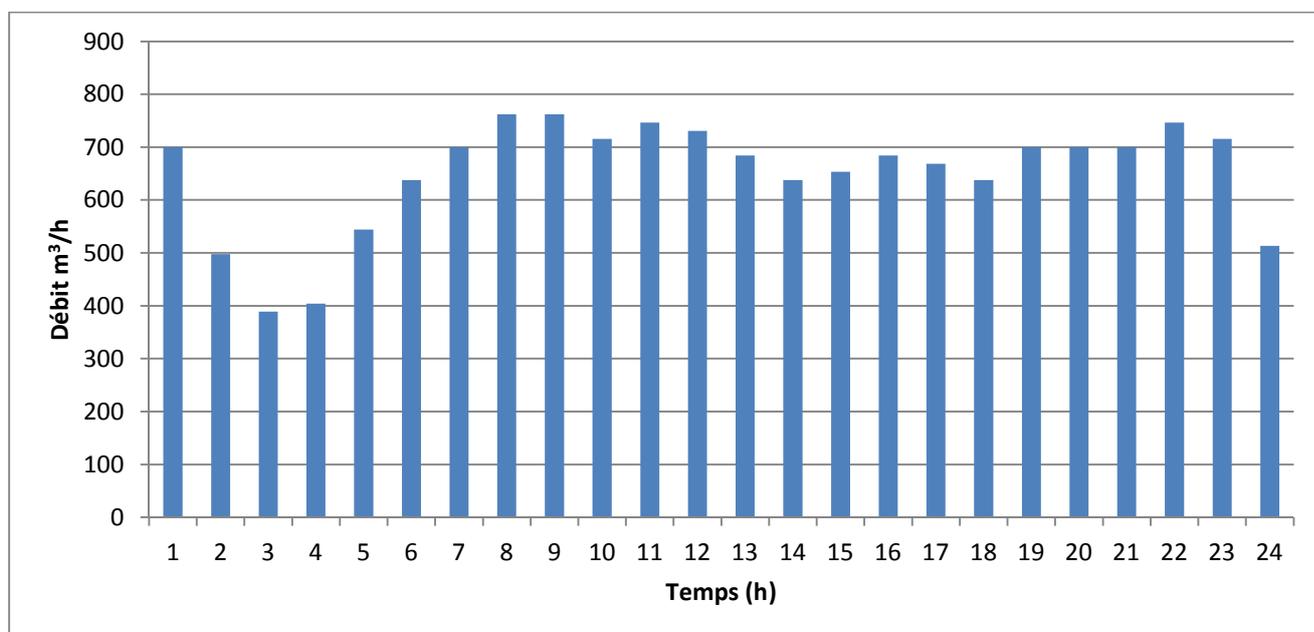
**Figure II.2 :** Variation de la consommation horaire pour l'année 2013.

Variation des débits horaires pour l'horizon 2040

**Tableau II.12 :** Variation des débits horaires pour l'horizon 2040 pour l'ensemble des agglomérations

Heures	Consommation totale $Q_{maxj} = 23\ 328\ m^3/j$		Consommation cumulée	
	(%)	( $m^3/h$ )	(%)	( $m^3/h$ )
00-01	3	699,84	3	466,56
01-02	3,2	497,664	6,2	964,224
02-03	2,5	388,8	8,7	1353,024
03-04	2,6	404,352	11,3	1757,376
04-05	3,5	544,32	14,8	2301,696
05-06	4,1	637,632	18,9	2939,328
06-07	4,5	699,84	23,4	3639,168
07-08	4,9	<b>762,048</b>	28,3	4401,216
08-09	4,9	762,048	33,2	5163,264
09-10	4,6	715,392	37,8	5878,656
10-11	4,8	746,496	42,6	6625,152
11-12	4,7	730,944	47,3	7356,096
12-13	4,4	684,288	51,7	8040,384

13-14	4,1	637,632	55,8	8678,016
14-15	4,2	653,184	60	9331,2
15-16	4,4	684,288	64,4	10015,488
16-17	4,3	668,736	68,7	10684,224
17-18	4,1	637,632	72,8	11321,856
18-19	4,5	699,84	77,3	12021,696
19-20	4,5	699,84	81,8	12721,536
20-21	4,5	699,84	86,3	13421,376
21-22	4,8	746,496	91,1	14167,872
22-23	4,6	715,392	95,7	14883,264
23-24	3,3	513,216	99	15396,48
	100	23 328		



**Figure II.3 :** Variation de la consommation horaire pour l'année 2040.

**Remarque :**

- Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximal journalier de chaque agglomération. Dans notre cas nous avons choisi la répartition de la variante 10 001 à 50 000 hab pour l'année **2013** et la variante 50001 à 100000 hab pour l'année **2040**, dont la répartition est indiquée dans le tableau annexe II-1.
- Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération.

**Tableau II.13** : Récapitulatif des différents débits calculés.

Horizon	Qmin j		Horizon	Qmin j	
	(m <sup>3</sup> /j)	(l/s)		(m <sup>3</sup> /j)	(l/s)
2013	9 209,25	106,58	2040	14 159,2	163,87
	<b>Qmoy j</b>			<b>Qmoy j</b>	
	(m <sup>3</sup> /j)	(l/s)		(m <sup>3</sup> /j)	(l/s)
	10 232,5	118,43		15 732,49	182,08
	<b>Qmax j</b>			<b>Qmax j</b>	
	(m <sup>3</sup> /j)	(l/s)		(m <sup>3</sup> /j)	(l/s)
	12 274,79	142,07		23 328	270
	<b>Qmin h</b>			<b>Qmin h</b>	
	(m <sup>3</sup> /h)	(l/s)		(m <sup>3</sup> /h)	(l/s)
	153,44	42,62		388,8	108
	<b>Qmoy h</b>			<b>Qmoy h</b>	
	(m <sup>3</sup> /h)	(l/s)		(m <sup>3</sup> /h)	(l/s)
	511,45	142,07		972	270
	<b>Qmax h</b>			<b>Qmax h</b>	
(m <sup>3</sup> /h)	(l/s)	(m <sup>3</sup> /h)	(l/s)		
639,31	177,57	762,048	212		

## II.6- BILAN BESOIN-RESSOURCES

Dans le but de connaître si notre débit fourni par le système MAO existant satisfait les besoins calculés ou non, il faut comparer les besoins et le débit disponible, et voir s'il y a un excès ou un déficit de débit.

➤ Ressources :

BARRAGE		Année de mise en service	Année d'exploitation	Capacité HM <sup>3</sup>	Volume actuel HM <sup>3</sup>
Complexe MAO	CHELLIF	Août 2009	Août 2009	50	50
	KERRADA	2010	Mise en eau	70	37,4

La station de traitement d'eau de Sidi Ladjal (barrage Chellif et Kerrada comme ressource) d'une capacité totale de 561.600 m<sup>3</sup>/J fournit un débit de 150 000m<sup>3</sup>/J vers le réservoir 120 000 m<sup>3</sup> de Mostaganem d'où 30 000 m<sup>3</sup>/j sera transféré pour notre distribution. Nos besoins pour l'horizon 2040 sont évalués à 23 328 m<sup>3</sup>/j donc il y aurait un excès de 6 672 m<sup>3</sup>/j.

## CONCLUSION

Ce chapitre nous a permis d'évaluer les besoins en eau potable de toutes les agglomérations concernées par l'étude.

On a pu constater après évaluation des besoins en eau pour l'horizon 2040 qu'on va avoir un excès d'eau de 6 672 m<sup>3</sup>/j, vu les ressources disponibles de la wilaya et grâce au système M.A.O, le surplus sera transféré vers les wilayas limitrophes.

**Chapitre III :**  
**Etude de conception**  
**du système de**  
**transfert d'eau**

## INTRODUCTION

Dans ce chapitre, il est procédé au dimensionnement des adductions mixtes (gravitaire et en charge) à partir du réservoir du system MAO qui a une capacité de 120 000 m<sup>3</sup> situé à la commune de Seyada vers un réservoir de mise en charge situé à Ain Sidi Cherif de capacité 20 000 m<sup>3</sup> et deux adductions gravitaires issues du réservoir de mise en charge, la première vers un réservoir de capacité 5 000 m<sup>3</sup> situé à Bleidia et la deuxième vers un point de raccordement « G » avec une conduite DN 1100 allant vers Bouguirat.

### III.1- TYPE DE L'ADDITION

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

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

#### III.1.1- ADDUCTION GRAVITAIRE

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

- A surface libre.
- En charge (la plus rencontrée).

#### III.1.2- ADDUCTION PAR REFOULEMENT

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

#### III.1.3- ADDUCTION MIXTE

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

Dans ce projet nous sommes appelés à projeter une adduction mixte au vu de la topographie de la zone considérée, le premier tronçon est gravitaire du réservoir 120 000 m<sup>3</sup> vers la station de pompage et le deuxième est en charge vers le réservoir 20 000 m<sup>3</sup>.

### III.2- CHOIX DU TRACE

Dans le cas d'un projet, d'une adduction les principaux critères du choix du tracé sont:

- Distance la plus courte entre deux points à desservir, mais utilisation préférentielle d'un tracé longeant une voie de circulation existante (éventuellement une piste).
- Eviter le passage par des points hauts nécessitant d'avantage de pompage.
- Condition de poses à priori plus faciles en absence d'une topographie plus précise et de données géotechniques.
- Conditions d'accès aisées (travaux, entretien, surveillance).
- Tenir compte des différents ouvrages projetés.

### III.2.1-DESCRIPTION DU SYSTEME

Dans ce projet le transfert se fera à partir d'une conduite issue du réservoir 120 000 m<sup>3</sup> située à la commune de Seyada vers la station de pompage existante (Stp « A »)

La station de pompage refoule vers le réservoir tampon de 20 000 m<sup>3</sup> situé à Ain Sidi Cherif.

Une adduction gravitaire issue du réservoir 20 000 m<sup>3</sup> allant vers le réservoir 5 000 m<sup>3</sup> de côte de radier 213,7 m située au douar Bleidia pour alimenter six agglomérations : Mazagrane, Hassi Mamèche, Ain Nouissy, Stidia, Les Sablettes et Ouréah

Une deuxième conduite gravitaire issue du réservoir 20 000 m<sup>3</sup> vers le point de raccordement G de la conduite de dessalement avec une côte 203,7 afin d'alimenter l'agglomération de Bouguirat en cas d'arrêt de système de dessalement.

#### La station de pompage « A » :

Lors de l'exploitation du réservoir 120 000 m<sup>3</sup>, il a été remarqué qu'un grand volume reste stagné dans le réservoir, d'où la nécessité de le faire sortir. La station de pompage « A » a pour rôle de sortir cette eau stagnée.

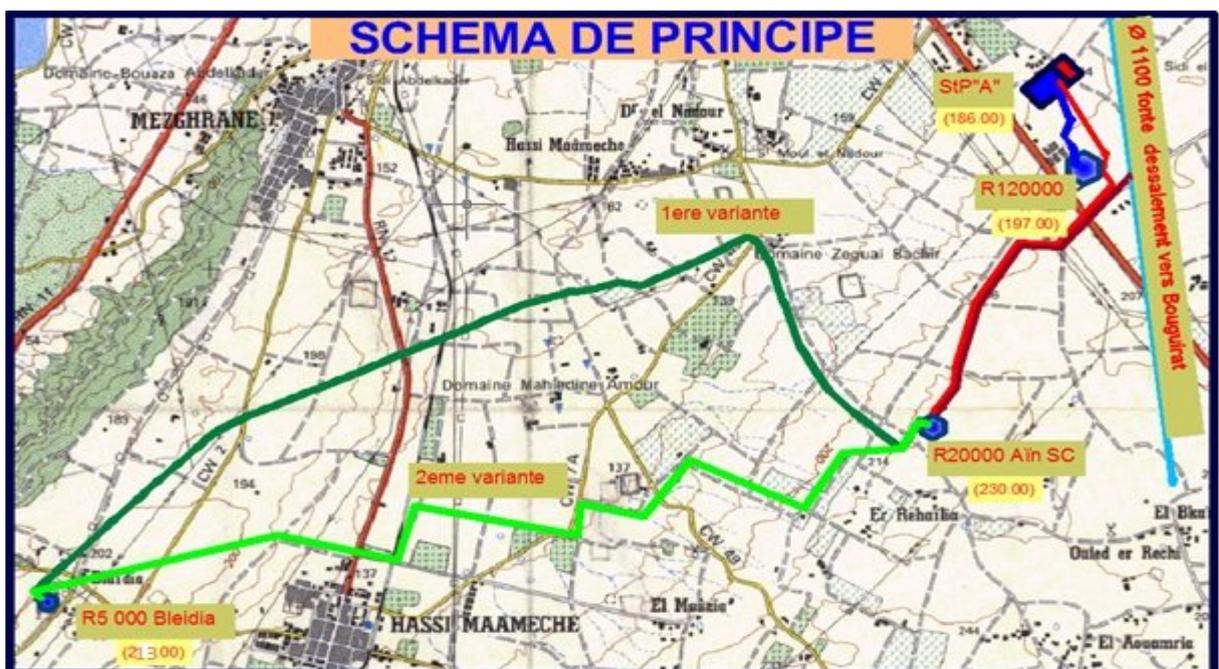


Figure III.1 : Schéma de principe de notre adduction.

- L'adduction gravitaire est de 734,6 ml avec une côte en amont de 197 ml et de 186 ml en aval.
- L'adduction par refoulement première variante est de 3367,7 ml avec une côte en amont de 186 ml et de 230 ml en aval.
- Première variante : L'adduction gravitaire de 8 211 ml du 20 000 m<sup>3</sup> vers le réservoir 5 000 m<sup>3</sup> de Bleidia.
- Deuxième variante : L'adduction gravitaire de 7 577 ml du 20 000 m<sup>3</sup> vers réservoir 5 000 m<sup>3</sup> de Bleidia.
- L'adduction gravitaire de 2 509 ml du 20 000 m<sup>3</sup> vers point de raccordement G sur la conduite du dessalement DN 1 100 mm allant vers Bouguirat.

### III.2.2-ETUDE DES VARIANTES

#### ➤ Première variante :

Avantage :

- Passage par des zones rurales non urbanisées
- Tracé rectiligne peu d'accessoire

Inconvénient :

- Tracé légèrement long par rapport à la deuxième variante.

#### ➤ Deuxième variante :

Avantage :

- Tracé court par rapport au tracé de la première variante.

Inconvénient :

- Passage par la ville de Hassi Mamèche ce qui pose un grand nombre de problème à cause de la voirie serrée de cette ville, du passage à travers des propriétés privées et des terrains urbanisés.
- Beaucoup de point d'écêtement nécessitant beaucoup d'accessoires.
- Tracé non rectiligne avec beaucoup de coudes.

Nous avons choisi la première variante pour éviter la ville de Hassi Mamèche.

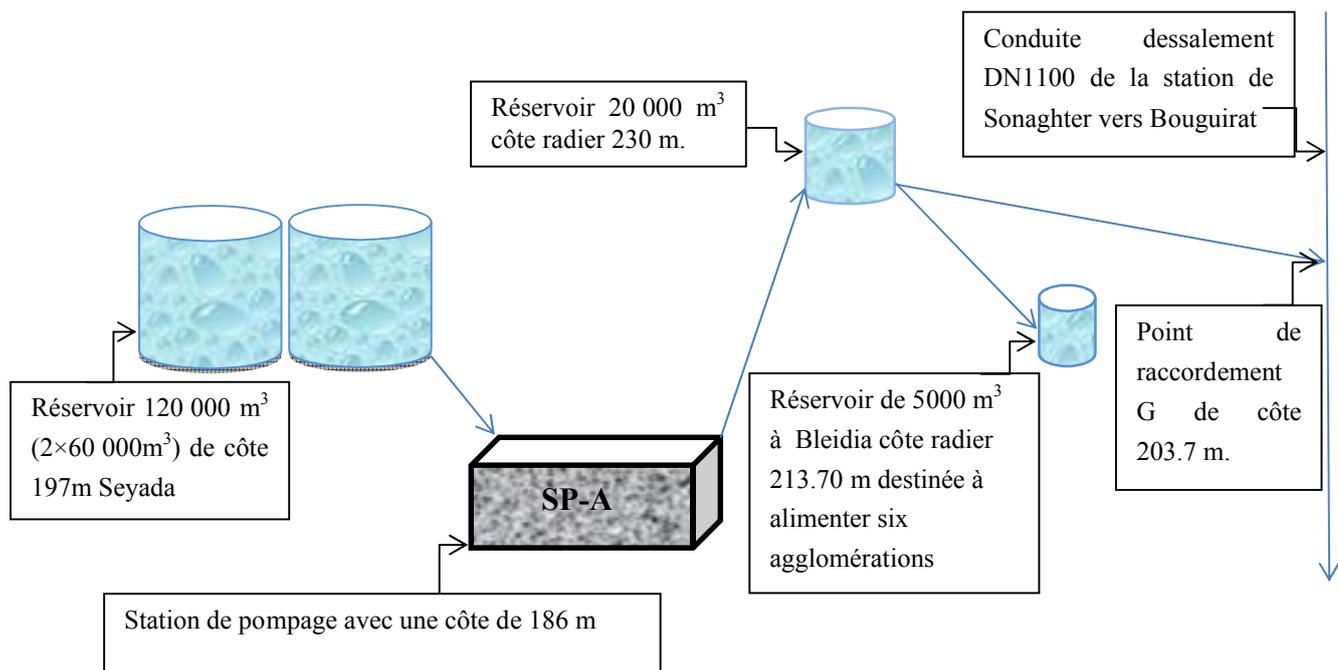


Figure III.2 : Schéma synoptique de notre adduction.

### III.3- CHOIX DU TYPE DE MATERIAUX :

Le choix du matériau des conduites enterrées pour le transport de l'eau dépend plus de leur faisabilité technique qu'économique. Ce choix se fait en fonction de :

#### ➤ Choix du tuyau en fonction du type de sol :

Afin de pouvoir déterminer le matériau du tuyau adapté à un type de sol bien défini, une étude préalable sur la corrosivité / agressivité du terrain est conseillée. On détermine les indices généraux de corrosivité à l'aide d'une carte topographique. Les points hauts sont plutôt secs et aérés, donc peu corrosifs. Les points bas sont souvent humides et peu aérés, donc susceptibles à une corrosivité plus élevée. Les mares, marécages, lacs, tourbières et autres bas-fonds, riches en acides humiques, en bactéries et souvent pollués sont également des zones à risque de corrosivité élevée. Des activités industrielles peuvent également laisser présager de terrains agressifs.

On peut distinguer, en première analyse, les terrains suivants:

A faible risque:

- Sables et graviers
- Matériaux d'empierrement
- Calcaires

A risque élevé:

- Marnes

- Argiles

A risque très élevé:

- Gypse
- Pyrites (fer, pyrite, chalcopirite, cuivre)
- Sels pour industries chimiques (chlorure de sodium, sulfate de chaux)
- Combustibles fossiles (lignites, tourbes, charbons, bitumes)

➤ **Choix du tuyau en fonction du liquide transporté :**

Les eaux véhiculées dans les réseaux peuvent présenter des caractéristiques physico-chimiques très différentes. Deux principaux types d'eaux sont à prendre en compte:

- les eaux corrosives pouvant attaquer le métal non revêtu,
- les eaux agressives sur les matériaux à base de ciment.

Certaines eaux attaquent les canalisations non protégées et non revêtues intérieurement. Les réactions chimiques produisent de l'hydroxyde ferreux, puis ferrique, puis entraînent la formation de nodules, pouvant à terme diminuer la section de la canalisation et augmenter les pertes de charges de manière significative. Ce phénomène se présente principalement dans les anciennes conduites non revêtues de mortier de ciment.

L'agressivité d'une eau se définit comme la propension de celle-ci à attaquer des matériaux renfermant du calcium. Trois cas peuvent se présenter:

- Une eau à l'équilibre calco-carbonique n'entraîne à une température donnée, ni attaque, ni précipitation de carbonate de calcium.
- Une eau incrustante ou entartrante a tendance à déposer des sels de calcium (carbonate) sur la paroi intérieure.
- Une eau agressive peut attaquer certains éléments constitutifs du mortier de ciment comportant du calcium.

➤ **Choix du tuyau en fonction de la pression de fonctionnement :**

**Pression de fonctionnement admissible PFA :**

Pression interne, hors coup de bélier, qu'un composant peut supporter en toute sécurité de façon continue en régime hydraulique permanent.

**Pression maximale admissible PMA :**

Pression interne maximale, y compris le coup de bélier, qu'un composant peut supporter de façon sûre en service.

$$PMA = 1,2 \times PFA$$

**Pression d'épreuve admissible PEA :**

Pression hydrostatique maximale qui peut être appliquée sur site à un composant d'une canalisation nouvellement installée.

$PEA = PMA + 5 \text{ bars}$  (en général)

$PEA = 1,5 \times PFA$  si  $PFA = 64 \text{ bar}$

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

Dans notre cas, nous avons opté pour des conduites en **fonte ductile** revêtues extérieurement de zinc et d'une couche de peinture bitumineuse fabriqué par Saint-Gobain pipe systems vu leur disponibilité sur le marché algérien et les avantages qu'elles présentent :

- une élasticité de  $Re > 270 \text{ Mpa}$ .
- une résistance à la traction de  $Rm > 420 \text{ Mpa}$ .
- une excellente résistance aux chocs.
- une capacité importante d'allongement supérieure à 10 %.

Ils offrent la solution pour les grands diamètres. Ces tuyaux sont principalement utilisés pour des applications dans le domaine de l'eau potable.

Ces conduites sont revêtues de deux couches intérieur et extérieur :

➤ **Revêtement extérieur :**

Le revêtement zinc est constitué:

- D'une couche de zinc métallique de  $200 \text{ g/m}^2$  minimum, appliquée par projection. Il s'agit d'une protection active grâce à l'action galvanique de la pile fer-zinc.
- D'une couche de finition de peinture bitumineuse.

En contact du terrain environnant, le zinc se transforme lentement en une couche protectrice dense, adhérente, imperméable et continue de sels de zinc insolubles. Le bouche-pores favorise la formation d'une couche stable et insoluble.

➤ **Revêtement intérieur :**

La protection intérieure des tuyaux est constituée d'un mortier de ciment appliqué par centrifugation assurant:

- d'excellentes conditions d'écoulement hydraulique,
- le maintien de la qualité de l'eau potable transportée,
- une protection efficace de la paroi du tuyau.



**Figure III.3 :** photo des conduites en fonte ductile de PAM Saint-Gobain.

Ces propriétés extraordinaires permettent une durée de vie pouvant dépasser largement les 50 voir 100 ans à condition que les instructions de mise en œuvre soient bien respectées. Chaque année, plus de 10.000 km de canalisations en fonte ductile de Saint-Gobain PAM sont posés, du DN 60 au DN 2000 en Europe ainsi que dans des dizaines d'autres pays de par le monde.

(Brochure PAM Saint-Gobain, 2013)

## III.4- ETUDE DE L'ADDUCTION GRAVITAIRE

### III.4.1 : DETERMINATION DU DIAMETRE AVANTAGEUX

La formule la plus utilisée pour le calcul de la perte de charge pour un écoulement dans une conduite est celle de Darcy-Weisbach : (A.Lancastre,1999)

$$\Delta H_t = \frac{16 \times \lambda \times L_e \times Q^2}{2\pi^2 g D_{av}^5} \quad (\text{III -1})$$

$$= \frac{\Delta}{\Sigma} \quad (\text{III -2})$$

$\Delta H_t$  : Perte de charge totale (m);

$\lambda$  : Coefficient de frottement.

$\lambda$  Est calculé selon deux équations :

Formule Nikuradze : (A.Lancastre,1999)

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \ln(-)) \quad (\text{III -3})$$

Formule Cole-Brooke : (A.Lancastre,1999)

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left( \frac{2,5}{Re \sqrt{\lambda}} + \frac{0,0015}{D} \right) \quad (\text{III -4})$$

$\lambda$  : Coefficient de rugosité équivalente (m) ;

$Re$  : Nombre de Reynolds  $Re = \frac{v D}{\nu}$  ; (III -5)

$\nu$  : Viscosité cinématique (m<sup>2</sup>/s) ;

$L_{eq}$  : Longueur équivalente de la conduite (m) ;

$$L_{eq} = L_g + L_{e_j} \quad (\text{III -6})$$

$L_g$  : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

$L_{e_j}$  : Longueur équivalente des pertes de charge singulière  $j$ (m) ;

$D_{av}$  : Diamètre intérieure de la conduite.

$g$  : Accélération de la pesanteur.

Dans le cas des adductions, les pertes de charges singulières sont estimées de **(10 à 15%)** des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_t = 1,15 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_{eq} = 1,15 * L_g \quad (\text{III -7})$$

$\Delta H_t$  : Perte de charge totale (m) ;

$\Delta H_p^{lin}$  : Perte de charge linéaire (m).

$Q$  : Débit véhiculé par la conduite (m<sup>3</sup>/s) ;

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

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

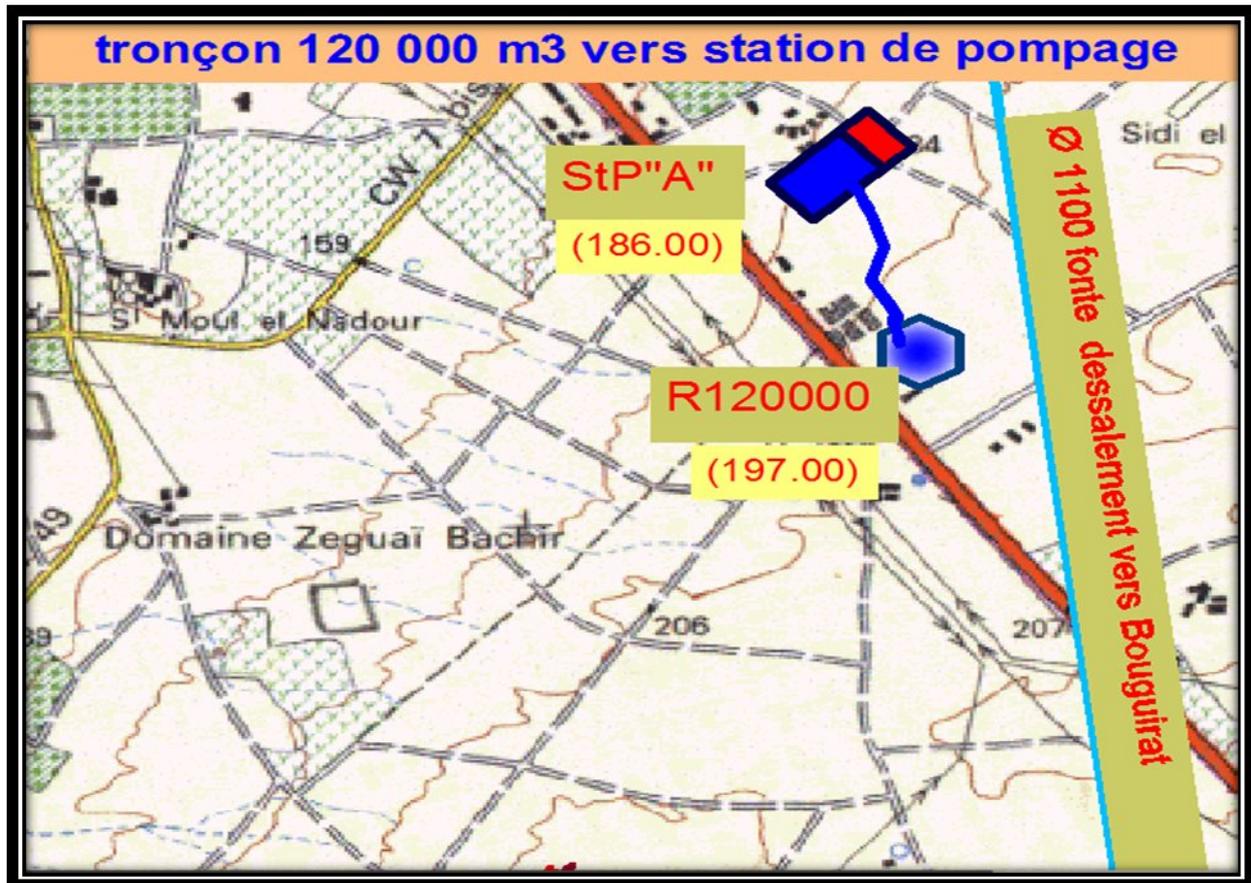
$$D_{av} = \sqrt[5]{\frac{16 \lambda \times L_e \times Q^2}{2 \pi^2 g \Delta H_t}} \quad (\text{III-8})$$

Dans notre cas, on prend :  $\lambda = 0,03$  ; **(matériaux : la fonte ductile, valeur fournie et garantie par le fabricant).**

Le débit du transfert sera pris 270 l/s soit 972 m<sup>3</sup>/h ( $Q_{moyh}$  calculé au deuxième chapitre)

### III.4.2 LE CALCUL HYDRAULIQUE

#### III.4.2.1 CALCUL DU TRONÇON RACCORDEMENT 120 000 m<sup>3</sup> – STATION DE POMPAGE A



**Figure III.4:** Plan de situation de la station de pompage StP « A » et réservoir 120 000 m<sup>3</sup>  
Echelle : 1/12 000.

Calcul du diamètre avantageux de la conduite gravitaire vers la station de pompage :

Le diamètre avantageux est calculé à partir de la formule de Darcy-Weisbach

$$D_{av} = \sqrt[5]{\frac{16\lambda \times L_e \times Q^2}{2\pi^2 g \Delta H_t}} \quad \text{avec } \Delta H_t = C_p - C_{sp} = 197 - 186 = 11 \text{ m}$$

On suppose un diamètre de 500 mm pour calculer  $\lambda$  avec l'équation de Colebrooke (III-4)

$$V = 1,37$$

$$Re = 528477,59$$

$$\lambda = 0,013855$$

$$D_{av} = 0,354 \text{ m}$$

On le normalise à 0,350 m soit 350 mm et recalcule  $\lambda$

$$V = 2,80 \text{ m/s}$$

$$Re = 754968$$

$$\lambda = 0,0136013$$

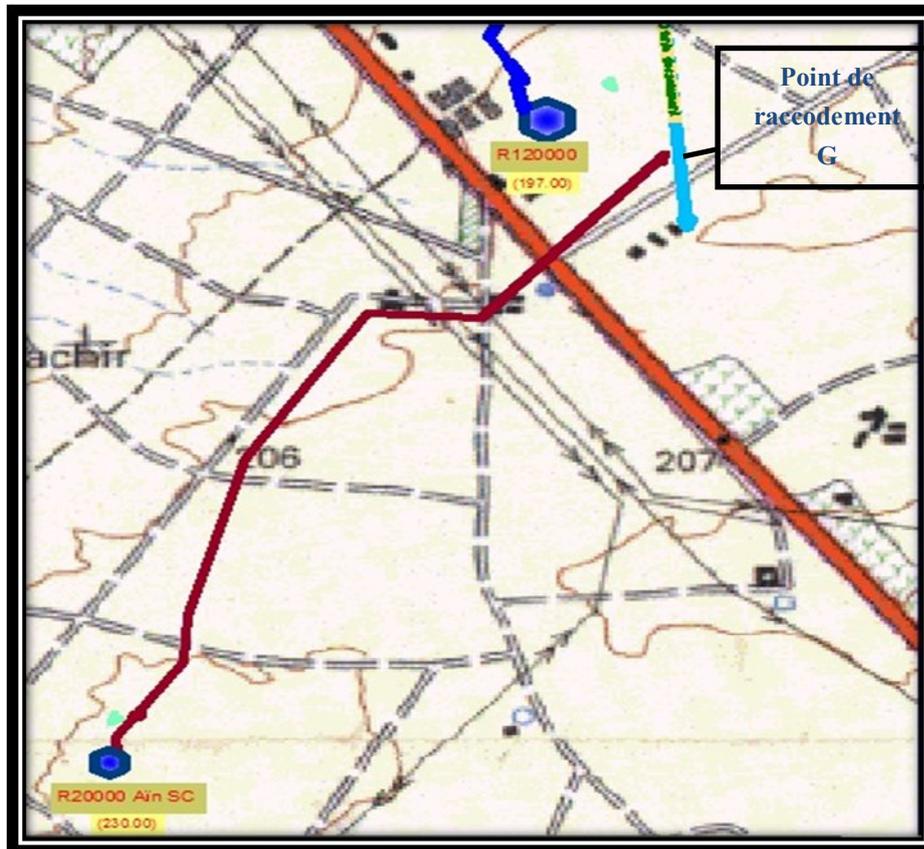
$$D_{av} = 0,352 \text{ m soit } D = 350 \text{ mm}$$

La perte de charge créée par cette conduite est calculée par la formule de Darcy-Weisbach (III-1) :

$$\Delta H_t = 11,46 \text{ m}$$

**Remarque :** d'après le profil en long de la conduite il y'a pas de point d'écèlement.

### III.4.2.2 CALCUL DU TRONÇON R 20 000-POINT DE RACCORDEMENT G



**Figure III.5 :** Plan de situation du tracé de la conduite reliant le réservoir 20 000 m<sup>3</sup> au point de raccordement G.

Pour le calcul de la perte de charge existante entre le réservoir 20 000 m<sup>3</sup> et le point de raccordement G, nous optons pour :

$$\Delta H = C_{pac} - C_{pG} = 230 - 203,7 = 26,3 \text{ m}$$

Pour garder une pression de 20 m.c.e au point de raccordement G, la charge disponible sera de 6,3 m.c.e (pression exigée par la DRE de Mostaganem)

Le débit transporté par la conduite sera de 140 l/s (selon les besoins de la commune de Bouguirat)

Le tronçon a une longueur de 2 509 ml.

Calcul du diamètre de la conduite par la formule de Darcy-Weisbach (III -1) :

$$D_{av} = \sqrt[5]{\frac{16\lambda \times L_e \times Q^2}{2\pi^2 g \Delta H_t}}$$

Pour le calcul du coefficient  $\lambda$ , on propose un diamètre de 500 mm et on utilise la relation de Colebroke (III -4) :

$$V=0,713 \text{ m/s}$$

$$Re = 274\,026$$

$$\lambda = 0,015283$$

$$D=0,397 \text{ m}$$

Diamètre normalisé sera 400 mm

On recalculer  $\lambda$  avec le diamètre normalisé :

$$V=1,114 \text{ m/s}$$

$$Re = 342\,532$$

$$\lambda = 0,0149039$$

$$D = 0,394 \text{ m}$$

Diamètre normalisé sera 400 mm

Perte de charge créée par cette conduite est calculée par la formule de Darcy-Weisbach (III -1) :

$$\Delta H_t = \frac{16 \times \lambda \times L_e \times Q^2}{2\pi^2 g D_{av}^5}$$

$$\Delta H_t = 5,91 \text{ m}$$

**Remarque :**

D'après le profil en long du tronçon R20 000 de Ain Sidi Chérif et le point de raccordement G il y'a pas des point d'écristements (voir planche 2)

### III.4.2.3-CALCUL DU TRONÇON RESERVOIR 20 000m<sup>3</sup> – RESERVOIR 5 000 DE BLEIDIA



**Figure III.6 :** Plan de situation du tracé de la conduite reliant le réservoir 20 000 m<sup>3</sup> d'Ain Sidi Chérif et le réservoir 5 000 m<sup>3</sup> de Bleidia.

Calcul de la charge disponible entre le réservoir 20 000 m<sup>3</sup> et le réservoir 5 000 m<sup>3</sup> de Bleidia :

$$\Delta H_d = C_{p_{\text{ain sisi cherif}}} - C_{p_{\text{bleidia}}} = 230 - 218 = 12 \text{ m. (côte radier - côte trop plein)}$$

Le tracé a une longueur de 8 211 ml.

Le débit transporté par la conduite est de 130 l/s

Calcul du diamètre de la conduite on utilisant la formule de Darcy-Weisbakh (III -1) :

$$D_{av} = \sqrt[5]{\frac{16\lambda \times L_e \times Q^2}{2\pi^2 g \Delta H_t}}$$

Pour le calcul du coefficient  $\lambda$ , on propose un diamètre de 500 mm et on utilise la relation de Colebrooke (III -4) :

$$V = 0,66 \text{ m/s}$$

$$Re = 254\,452,17$$

$$\lambda = 0,01546935$$

$$D = 0.430 \text{ m}$$

On normalisant le diamètre à 450 mm et on recalcule le coefficient  $\lambda$

$$V = 0.817 \text{ m/s}$$

$$Re = 282\,724,64$$

$$\lambda = 0,015267015$$

$$D = 0.429 \text{ m}$$

Donc diamètre sera normalisé à 450 mm

Perte de charge créer par cette conduite est calculé par la formule de Darcy-Weisbakh(III -1) :

$$\Delta H_t = \frac{16 \times \lambda \times L_e \times Q^2}{2\pi^2 g D_{av}^5}$$

$$\Delta H_t = 9.49 \text{ m}$$

#### Remarque :

En raison des points bas de cette adduction indiqués sur le profil en long (planche 3) et qui ont des pressions élevées allant de 6 à 9 bars nous avons opté pour une fonte de PN 16.

D'après le profil en long il y'a pas des point d'écrêtements.

Le tableau III.1 présente le récapitulatif des différentes adductions gravitaire calculées

**Tableau III.1** : Récapitulatif des différentes adductions gravitaires calculées

Tronçons gravitaires	Q l/s	Type	K mm	V m/s	Re	Coef. $\lambda$	DN mm	Longue ure m	$\Delta H_t$ m
R120000 vers STP « A »	270	Fonte	0.03	2,80	754968	0,0136	350	734.6	11,46
R20 000 – point « G »	140	Fonte	0.03	1,14	342532	0,0149	400	2 509	5,91
R 20 000-R 5 000 Bleidia	130	Fonte	0.03	0,817	282725	0,0152	450	8 211	9,49

## III.5- ETUDE DE L'ADDUCTION PAR REFOULEMENT

### III.5.1- DETERMINATION DU DIAMETRE ECONOMIQUE

Pour le calcul du diamètre économique, on utilise généralement deux méthodes, selon l'importance du projet :

#### III.5.1.1 PETITS PROJETS

Nous appliquons la formule de Vibert, valable pour les petits et moyens diamètres nominaux, et les faibles longueurs : (A.DUPONT,1971)

$$D = 1.456 \frac{Q}{f} \times \sqrt[3]{e} \quad (\text{III-9})$$

Où

$D$  : diamètre économique en m

$f$  : prix de la conduite posée en DA/kg

$Q$  : débit en m<sup>3</sup>/s

$$n = \frac{e}{100} \quad (\text{III-10})$$

$e$  : prix du kWh en DA.

Le coefficient 1,456 tient compte d'un taux d'amortissement de 8% pendant 50 ans.

(A.DUPONT,1971)

#### III.5.1.2- GRANDS PROJETS

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

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

En plus des pertes de charge, il convient par conséquent de vérifier sa compatibilité avec les phénomènes éventuels de :

- coups de bélier,
- cavitation,
- abrasion.

Dans notre cas, pour le calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement, nous avons choisi une gamme de diamètres parmi lesquels nous opterons pour celui qui présentera les frais les moins élevés. L'application des formules de Bresse et Bonin citées ci-dessous ne nous donne qu'une idée approximative (diamètre calculé) sur les diamètres économiques à cause des longueurs importantes des adductions et de l'influence des pertes de charge.

Le diamètre de première approximation est donné comme suit :

-Formule de Bresse

$$D = 1,5 \sqrt[5]{\dots} \quad (III-11)$$

-Formule de Bonnin

$$D = \sqrt[5]{\dots} \quad (III-12)$$

Q: débit à élever en m<sup>3</sup>/s.

(B.SALAH,2011)

### III.5.2 CALCUL DES PERTES DE CHARGE LINEAIRE

La formule universelle de Darcy Weisbach donne :

$$\Delta H_l = \frac{16 \times \lambda \times L_e \times Q^2}{2 \pi^2 g D_{av}^5} \quad (III -1)$$

$\Delta H_l$ : Pertes de charge linéaires en (m)

Le coefficient de frottement  $\lambda$  est donné par la formule de Nikuradze (III -3) ou de Colebroke (III -4).

### III.5.3- PERTES DE CHARGES SINGULIERES

Pour le dimensionnement des adductions les singularités sont estimées entre 10% et 15 % des pertes de charge linéaires.

Dans notre cas, nous prenons  $\Delta H_s = 0,10 \times \Delta H_l$

### III.5.4- HAUTEUR MANOMETRIQUE TOTALE

Nous pouvons écrire

$$= \dots + \Delta H + \Delta H \quad (III -13)$$

### III.5.5 - PUISSANCE ABSORBEE PAR LA POMPE

C'est la puissance fournie à la pompe, définie comme suit (M.CARLIER,1998)

$$P = \frac{\rho \times g \times Q \times H_{mt}}{\eta} \quad (III -14)$$

Avec :  $\eta$ : rendement de la pompe en (%)

Q: débit refoulé par la pompe en m<sup>3</sup>/s)

g: pesanteur (9.81 m/s<sup>2</sup>)

### III.5.6- ENERGIE CONSOMMEE PAR LA POMPE

$$E = P * t * 365 \text{ [KWH]} \quad (\text{III-15})$$

Avec : t: c'est le temps de pompage par jour en (heure); dans notre cas nous fixons t = 22h

P: puissance de la pompe en (KW)

### III.5.7- FRAIS D'EXPLOITATION

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

$$F_{\text{ex}} = E * e \text{ [DA]} \quad (\text{III -16})$$

Avec E: énergie consommée par la pompe en (KwH)

e: prix unitaire d'un KwH imposé par la Sonelgaz en DA.

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

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

La pompe fonctionne 22 h avec un arrêt de 2h en heure creuse.

$$\text{Donc : } e = \frac{1,615 \times 11 + 7,267 \times 4 + 0,853 \times 7}{24} \Rightarrow e = 2,20 \text{ DA}$$

### III.5.8- FRAIS D'AMORTISSEMENT

Les frais d'amortissement de la conduite qui augmentent avec le diamètre de la canalisation sont donnés par la formule suivante:

$$F_{\text{am}} = P_{\text{rc}} * A \text{ [DA]} \quad (\text{III -17})$$

Avec  $P_{\text{rc}}$ : Prix de la conduite en (DA)

A: Amortissement annuel. Il est donné par la formule Ci-dessous:

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (\text{III -18})$$

Avec i: Taux d'annuité annuel, i = 8%

n: nombre d'années d'amortissement, n = 27 ans

$$A = \frac{0,08}{(0,08+1)^{27} - 1} + 0,08 = 0,0817 = 0,81\%$$

Les prix du mètre linéaire des conduites en fonte ductile sont donnés à l'annexe (2).

(B.SALAH,2011)

### III.5.9- CALCUL HYDRAULIQUE



Figure III.7 : Plan de situation de la conduite de refoulement reliant la station de pompage « A » et le réservoir 20 000 m<sup>3</sup>.

#### III.5.9.1- FRAIS D'EXPLOITATION

Pour déterminer les frais d'exploitation, il faut d'abord rechercher les pertes de charge dans les différents diamètres pour  $Q = 295 \text{ l/s}$  sur une longueur de 3367,7 m et les ajouter à la hauteur géométrique  $H_g = 235,16 - 181 = 54,16 \text{ m}$  (235,16 m cote du trop plein du réservoir 20 000 m<sup>3</sup> et 181 m cote du niveau minimum de la bache). Pour cette différence les pertes de charge sur l'aspiration sont très faibles en général donc elles seront négligées.

Calcul du diamètre préliminaire en utilisant la formule de Bonin (III-12)

$$D = \sqrt[5]{\dots} \Rightarrow D = 0,543 \text{ m}$$

Pour le calcul économique des frais d'exploitation, nous proposons une gamme de diamètres normalisés selon les tableaux (Tableau III.3 et Tableau III.4) :

**Tableau III.3** : Calcul de la Hauteur manométrique totale (Hmt) de la station de pompage «A» vers R 20 000 m<sup>3</sup>

Diamètre (mm)	V (m/s)	Re	$\lambda$	I (m/m)	L (m)	$\Delta H_{lin}$ (m)	$\Delta H_{tot}$ (m)	Hg	HMT
350	3,07	824872,4	0,01347	0,01845	3367,7	62,136	68,350	54,16	122,510
400	2,35	721763,4	0,01352	0,00949	3367,7	31,975	35,172	54,16	89,332
450	1,85	641567,5	0,01359	0,00530	3367,7	17,843	19,627	54,16	73,787
500	1,50	577410,7	0,01369	0,00315	3367,7	10,610	11,671	54,16	65,831
600	1,04	481175,6	0,01391	0,00129	3367,7	4,333	4,766	54,16	58,926
700	0,77	412436,2	0,01415	0,00061	3367,7	2,039	2,243	54,16	56,403
800	0,59	360881,7	0,01439	0,00032	3367,7	1,064	1,170	54,16	55,330
900	0,46	320783,7	0,01463	0,00018	3367,7	0,600	0,660	54,16	54,820

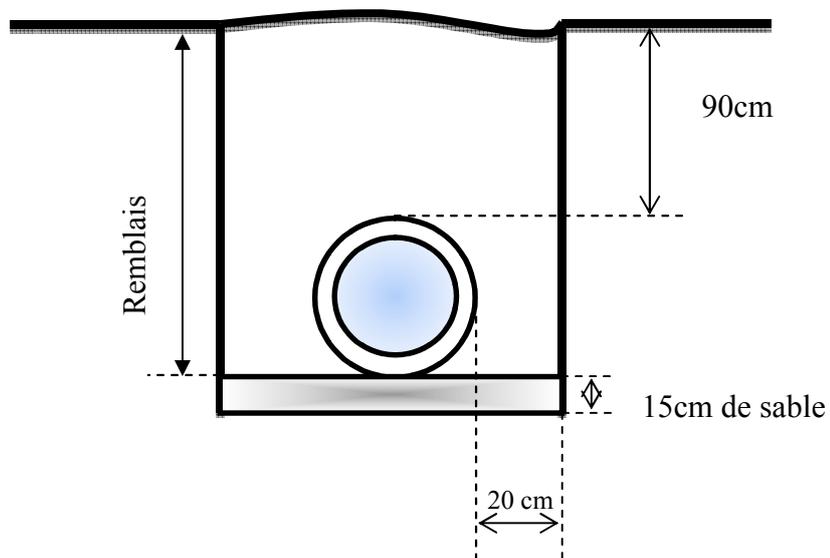
**Tableau III.4** : Consommation en KWH du moteur et prix d'exploitation annuel.

Diamètre en (m)	Rendement	Puissance (KWatt)	KWh annuels	Prix Kwh	Prix d'énergie (DA)
350	72	492,413	3954075,944	2,20	8 698 967,08
400	75	344,698	2767923,525	2,20	6 089 431,75
450	78	273,764	2198328,376	2,20	4 836 322,43
500	79,8	238,735	1917044,876	2,20	4 217 498,73
600	83,4	204,472	1641912,109	2,20	3 612 206,64
700	83,2	196,188	1575388,484	2,20	3 465 854,67
800	83,1	192,688	1547281,165	2,20	3 404 018,56
900	83	191,141	1534863,706	2,20	3 376 700,15

### III.5.9.2- FRAIS D'AMORTISSEMENT

Pour le calcul des frais d'investissement on prend la même gamme de diamètre prise dans le calcul des frais d'exploitation et on évalue le cout total de la pose de la canalisation.

Les calculs sont donnés dans les tableaux suivants :



**Figure III.8 :** Pose de la conduite en tranchée dans un terrain ordinaire.

Calcul des frais d'investissements par mètre linéaire posé pour la gamme des diamètres choisis

**Tableau III.5 :** Prix unitaire des différents travaux  
(Source D.R.E Mostaganem).

Travaux et équipement	Cout en DA
1 m <sup>3</sup> déblais	400
1 m <sup>3</sup> remblais	400
1 m <sup>3</sup> sable	300
1 m <sup>3</sup> évacué	300
1 ml grillage	18

**Tableau III.5** : Calcul des frais de pose d'une conduite pour un mètre linéaire.

Diamètre en (mm)	déblais	cout déblais	remblais	cout remblais	lit de sable	cout de lit de sable	évacuation	prix évacuation	grill
350	1,05	420	0,95	381,54	0,113	33,75	0,41	123,35	1
400	1,16	464	1,03	413,76	0,120	36	0,47	142,08	1
450	1,275	510	1,12	446,42	0,128	38,25	0,54	162,44	1
500	1,395	558	1,20	479,50	0,135	40,5	0,61	184,43	1
600	1,65	660	1,37	546,96	0,150	45	0,78	233,28	1
700	1,925	770	1,54	616,14	0,165	49,5	0,96	288,65	1
800	2,22	888	1,72	687,04	0,180	54	1,17	350,52	1
900	2,535	1014	1,90	759,66	0,195	58,5	1,40	418,91	1

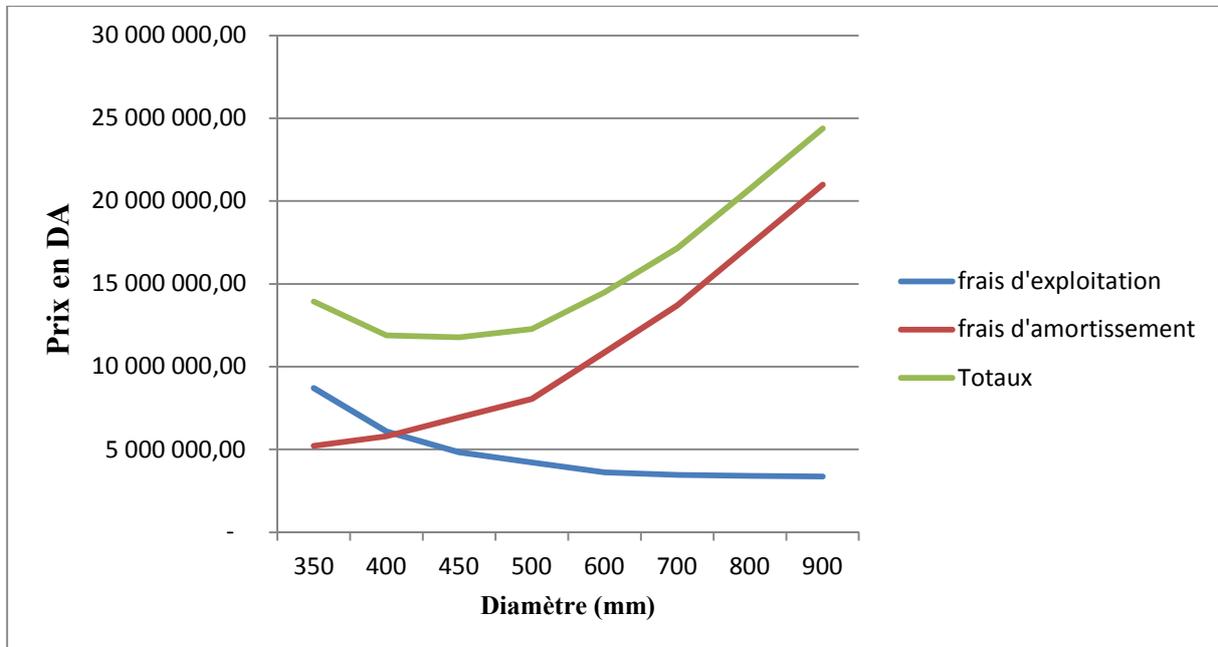
**Tableau III.6** : Cout total d'investissement.

Diamètre (mm)	Prix du ml	prix de pose	Longueur	Prix total	A	Amort (I)
350	18 000	976,63	3367,7	63 907 609,48	0,081742858	5 223
400	20 000	1 073,84	3367,7	70 970 370,97	0,081742858	5 801
450	24 000	1 175,10	3367,7	84 782 196,90	0,081742858	6 930
500	28 000	1 280,43	3367,7	98 607 687,27	0,081742858	8 060
600	38 000	1 503,24	3367,7	133 035 061,35	0,081742858	10 874
700	48 000	1 742,29	3367,7	167 517 093,19	0,081742858	13 693
800	61 000	1 997,56	3367,7	212 156 882,81	0,081742858	17 342
900	74 000	2 269,07	3367,7	256 851 330,20	0,081742858	20 993

### III.5.9.3 BILAN DU COUT (EXPLOITATION-INVESTISSEMENT)

**Tableau III.8 :** Bilan du coût total (exploitation + investissement)

Diamètre (mm)	Exploitation (DA)	Amortissement (DA)	Total (DA)
350	8 698 967,08	5 223 990,66	13 922 957,74
400	6 089 431,75	5 801 320,97	11 890 752,73
<b>450</b>	<b>4 836 322,43</b>	<b>6 930 339,10</b>	<b>11 766 661,53</b>
500	4 217 498,73	8 060 474,20	12 277 972,93
600	3 612 206,64	10 874 666,16	14 486 872,80
700	3 465 854,67	13 693 326,00	17 159 180,66
800	3 404 018,56	17 342 309,99	20 746 328,55
900	3 376 700,15	20 995 761,86	24 372 462,02



**Figure III.9 :** Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

D'après le tableau III-6 et la figure III.7, le diamètre économique sera de 450 mm.

Calcul du diamètre économique en utilisant la formule de Vibert (III-9)

On a

- Pour une durée de pompage de 22 heures
- Un prix par kilogramme de conduite 222 DA/kg
- Et  $Q = 0.295$  m/s.

$$= 1,456 \left( \frac{2,2}{222} \right)^{2,2} \times 0,295 \cdot$$
$$D = 0.408 \text{ mm}$$

**Comparaison :**

Les deux diamètres calculés sont très proches d'où notre choix se portera sur le premier diamètre vu que cette méthode tient compte de plusieurs facteurs économiques.

**CONCLUSION**

A travers ce chapitre nous avons pu faire le dimensionnement de notre système d'adduction, nous avons opté pour un réseau mixte (refoulement - gravitaire) qui répond aux critères souhaités. On a dimensionné trois conduites gravitaires avec un diamètre avantageux et une conduite de refoulement avec un diamètre économique.

# **Chapitre IV :**

# **Etude de conception**

# **des systèmes**

# **annexes**

## **INTRODUCTION**

Le chapitre dimensionnement des ouvrages annexes consiste à dimensionner les différents équipements et installations à projetées et la vérification des ouvrage existant.

Un chapitre très important qui contribue fortement au bon fonctionnement du système de transfert.

### **IV.1- DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIRS**

#### **IV.1.1- GENERALITES**

Les réservoirs sont des ouvrages de stockages qui présentent les avantages suivants :

- Assure la sécurité de distribution en cas d'interruption d'adduction.
- Régulariser l'apport et la consommation d'eau pour permettre aux pompes un refoulement constant.
- Accumuler l'eau et faire face à la fluctuation de la consommation.
- Satisfaire les pressions de service dans le réseau de distribution.
- Maintenir l'eau à l'abri des risques de pollution et la préserver contre les fortes variations de température.
- Lutter contre d'éventuels incendies à l'aide d'une réserve d'eau permanente dans le réservoir.
- Il joue aussi un rôle de brise charge en cas de surpressions accidentelles (distribution étagée).
- Réducteur des dépenses d'énergie (stockage la nuit et distribution gravitaire pendant les heures de pointes).
- Jouent le rôle de relais.
- Milieu où on peut traiter l'eau à l'aide de chlore.

#### **IV.1.2- EMBLACEMENT DU RESERVOIR**

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème à résoudre, car il doit tenir comptes des considérations suivantes :

- L'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité, les réservoirs doivent être construit à un niveau supérieur à celui des agglomérations ce qui est vérifié pour nos fractions.
- L'emplacement des réservoirs doit se faire de préférence à extrémité du réseau soit à proximité de l'important centre de la consommation.
- Pour des raisons d'économie, il est préférable que le remplissage du réservoir se fasse par gravité, ce qui implique qu'on puisse le placer à un niveau bas par rapport à la source d'eau, mais ceci est vérifié pour notre château d'eau.

- l'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés la pression suffisante. Et dans notre cas le réservoir existant se trouve à une cote qui satisfait les pressions. (B.SALAH, 2013)

### IV.1.3-CLASSIFICATION ET CHOIX DE TYPE DE RESERVOIR

D'après la situation et la topographie des lieux, les réservoirs peuvent être :

- Enterrés
- Semi enterres
- Surélevés

D'après leurs formes, ils peuvent être :

- Circulaires
- Carrés
- Rectangulaires

Le choix de type de réservoir se fait à savoir des avantages qu'ils présentent suivant:

- Economie sur les frais de construction.
- Etude architecturale très simplifiée et moins sujette à critiques.
- Etanchéité plus facile à exécuter.
- Conservation de l'eau à une température constante.

Pour notre étude il s'agit des réservoirs semi enterré alimentés gravitairement.

### IV.1.4- DETERMINATION DE LA CAPACITE DES RESERVOIRS

#### ➤ Bâches de reprise pour différentes stations de pompage

Pour toutes les stations de pompage, l'alimentation des pompes en eau se fait à partir d'une bache de reprise à surface libre. La bache de reprise se situe à un niveau plus élevé que celui de l'axe des pompes afin de se mettre à l'abri d'éventuels problèmes d'amorçage et de cavitation.

Le volume de la bache de reprise est déterminé selon la formule suivante :

$$V_{\text{bache}} = \frac{Q_{\text{maxj}} \times t}{T}$$

Avec :

$Q_{\text{maxj}}$  : débit maximal journalier total.

T: le temps de fonctionnement de la station de pompage (T= 22h)

t : temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge (t=0,25h)

### ➤ Réservoirs tampons

Le réservoir tampon est un réservoir de régulation. Son but principal est d'assurer en premier lieu la commande automatique des groupes de la station de pompage. Il permet aussi de garantir un volume ou une réserve de sécurité pour la mise en charge de la conduite gravitaire. Ce réservoir est calculé pour le stockage de l'eau pendant les vingt-deux heures de fonctionnement de la station de pompage et sa restitution progressive pendant les deux heures de son arrêt (vidange directe).

Le volume de réservoir tampon

$$V = \frac{Q_{tr} \times t}{1000}$$

Avec :

$Q_{tr}$  : débit sortant de la station de pompage (débit transité).

$t$  : le temps de stockage ( $t = 2$  heures) le «  $t$  » c'est également le temps de vannage du robinet placé à l'extrémité de la conduite gravitaire

### ➤ Réservoir de stockage :

La capacité du réservoir doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée comme à la sortie ; c'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont et d'autre part de la variation de la demande. Le plus souvent, la capacité est calculée pour satisfaire aux variations journalières de débit de consommation en tenant compte bien entendu du jour de plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie. Il est possible de réduire leur capacité en calculant le volume minimum pour assurer la continuité de la distribution. Pour notre projet et pour déterminer la capacité du réservoir on utilise la méthode analytique.

Le volume de régulation est calculé par la formule :

$$V_u = \frac{\alpha_{\max} \% \times Q_{\max,j}}{100} \quad (\text{m}^3)$$

$V_u$  : volume utile du réservoir.

$\alpha_{\max} \%$  : pourcentage du volume maximal qui devant être stocké.

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

La réserve d'incendie est par définition, la réserve minimale d'eau nécessaire pour l'extinction d'un sinistre moyen d'une durée de deux heures avec un débit moyen de  $60 \text{ m}^3/\text{h}$ , en conséquence cette réserve minimale à prévoir est de  $120 \text{ m}^3$ . Le volume du réservoir serait donc :

$$V_t = V_u + V_{\text{inc}}$$

$$V_{\text{inc}} = 120 \text{ m}^3.$$

### IV.1.5-DIMENSION ET CARACTERISTIQUE DES RESERVOIRS EXISTANT

Tableau IV.1 : Dimension et caractéristique des réservoirs existant.

Réservoir existant	Type	Forme	Capacité m <sup>3</sup>
Bâche de reprise de la station « A »	enterré	Rectangulaire	1 000
Réservoir Ain Sidi Cherif	Semi-enterré	Circulaire	20 000
Réservoir de Bleidia	Semi-enterré	Circulaire	5 000

### IV.1.6-CALCUL DES DIFFERENTS RESERVOIRS

➤ **Calcul de la bâche de reprise de la station de pompage**

Le volume de la bâche de (STP « A ») :

$$V_{\text{bâche}} = \frac{\text{---}}{\text{---}} * \text{---} = \text{---} \times \text{---} = 265,09 \text{ m}^3$$

Donc le volume de la bâche existante est largement suffisante

➤ **Calcul du volume de réservoir tampon**

**Le volume de réservoir est :**

$$V = \frac{\text{---}}{\text{---}} \times \text{---} = 1062 \text{ m}^3$$

Le volume de réservoir 20 000m<sup>3</sup> d'Ain Sidi Chérif est largement suffisant.

➤ **Calcul du réservoir de Bleidia****Tableau IV.4** : Evaluation de volume du réservoir Bleidia

Heure	Alimentation	distribution	Stockage	Déstockage	Cumul
(h)	%	%	%	%	%
0--1	4,16	1,50	2,66	-	2,66
1--2	4,16	1,50	2,66	-	5,32
2--3	4,16	1,50	2,66	-	7,98
3--4	4,16	1,50	2,66	-	10,64
4--5	4,16	2,50	1,66	-	12,30
5--6	4,16	3,50	0,66	-	<b>12,96</b>
6--7	4,16	4,50	-	-0,34	12,62
7--8	4,16	5,50	-	-1,34	11,28
8--9	4,16	6,25	-	-2,09	9,19
9--10	4,16	6,25	-	-2,09	7,10
10--11	4,16	6,25	-	-2,09	5,01
11--12	4,16	6,25	-	-2,09	2,92
12--13	4,16	5,00	-	-0,84	2,08
13--14	4,16	5,00	-	-0,84	1,24
14--15	4,16	5,50	-	-1,34	-0,10
15--16	4,16	6,00	-	-1,84	-1,94
16--17	4,16	6,00	-	-1,84	-3,78
17--18	4,16	5,50	-	-1,34	-5,12
18--19	4,16	5,00	-	-0,84	-5,96
19--20	4,16	4,50	-	-0,34	-6,30
20--21	4,16	4,00	0,16	-	-6,14
21--22	4,16	3,00	1,16	-	-4,98
22--23	4,16	2,00	2,16	-	-2,82
23--24	4,16	1,50	2,66	-	-0,16

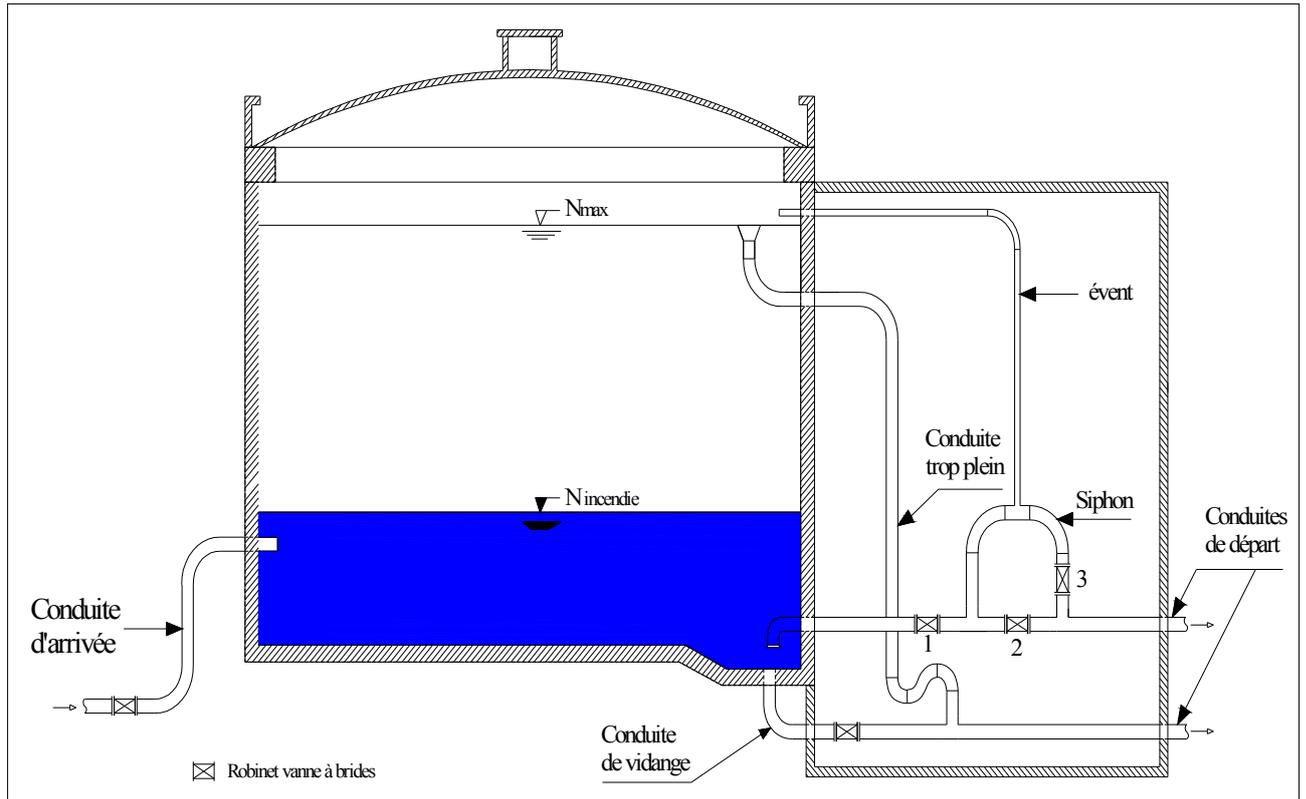
On utilisant la formule (IV-1) on obtient:

$$V_u = 1455,66 \text{ m}^3$$

D'où le volume du réservoir sera  $1\,500 \text{ m}^3$

**Remarque :**

Le réservoir  $5\,000 \text{ m}^3$  existant de Bleidia assure largement la quantité d'eau exigée.



**Figure IV.1:** Equipement du réservoir.

## IV.2-DIMENSIONNEMENT DES DISPOSITIFS POUR LUTTER CONTRE LE COUP DE BELIER

### IV.2.1-PHENOMENE DU COUP DE BELIER

#### IV.3.1.1-NOTIONS GENERALES

Le coup de bélier étant un cas particulier du régime transitoire, est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites en charge à écoulement gravitaire ou par refoulement.

On entend aussi sous le terme « coup de bélier » un écoulement non permanent du liquide accompagné des variations pratiquement sensibles de la pression qui peuvent engendrer d'énormes dommages matériels et quelques fois des pertes de vie humaines.

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

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

Le coup de bélier, dont la brutalité est susceptible d'entraîner des ruptures de tuyaux, peut atteindre des valeurs très élevées pouvant être égale à plusieurs fois la pression de service sur les réseaux à basse pression.

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

#### IV.2.1.2.ANALYSE PHYSIQUE DU PHENOMENE DU COUP DE BELIER

Survient l'arrêt brusque où instantané quatre phases peuvent être envisagées :

##### ➤ Phase 01

Une onde de dépression prend naissance au départ dans la pompe et se propage jusqu'au réservoir à une vitesse où célérité désignée par  $a$ .

Si la distance entre la pompe et le réservoir est  $L$ , le temps mis par cette onde pour atteindre le réservoir est  $\frac{L}{a}$ . Au cours de ce temps la conduite est en dépression sur toute la longueur.

##### ➤ Phase 02

Par suite de son élasticité la conduite reprend son diamètre primitif et cela de proche en proche. L'eau revient alors dans la conduite et au bout d'un nouveau temps  $\frac{L}{a}$  c'est-à-dire à  $\frac{2L}{a}$  depuis l'origine du phénomène toute l'eau est redescendue mais va se trouver arrêtée par le clapet de la pompe qui entre temps s'est fermé.

##### ➤ Phase 03

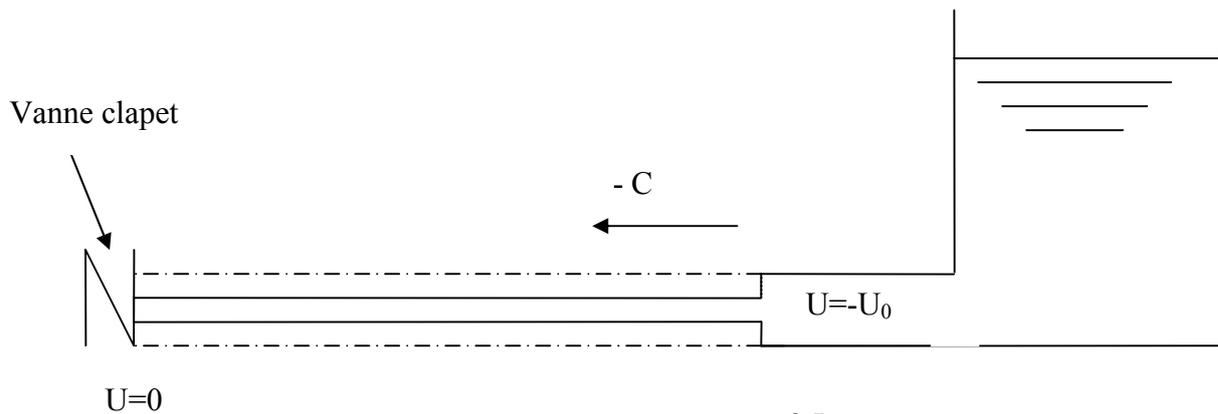
En raison de cet arrêt la première tranche en contact avec le clapet va se trouver comprimée entraînant une dilatation de la conduite. Au bout d'un nouveau temps  $\frac{L}{a}$  c'est-à-dire à  $\frac{3L}{a}$  depuis l'origine, toute la conduite sera dilatée avec une eau sur pressée immobile.

➤ **Phase 04**

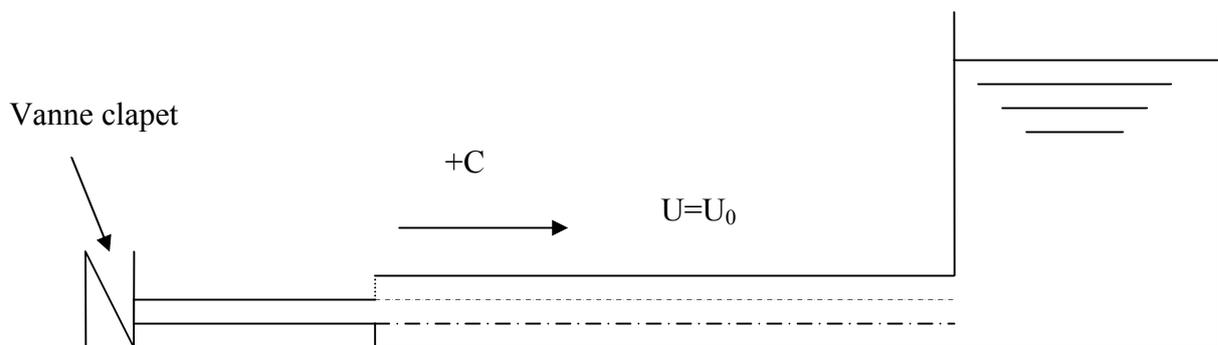
Grâce à l'élasticité de la conduite celle-ci agissant à la manière d'un ressort, reprend de proche en proche à partir du réservoir et en allant vers la pompe, son diamètre primitif.

Les tranches d'eau successives reprennent leurs dimensions premières au bout d'un nouveau temps  $\frac{L}{a}$  c'est-à-dire à  $\frac{4L}{a}$  depuis l'origine, nous nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe.

La période du mouvement est donc  $\frac{4L}{a}$ .



**Figure IV.2** : coup de Bélier Phase 2,  $t = \frac{2L}{C}$



**Figure IV.3** : coup de Bélier Phase 1,  $t = \frac{L}{C}$

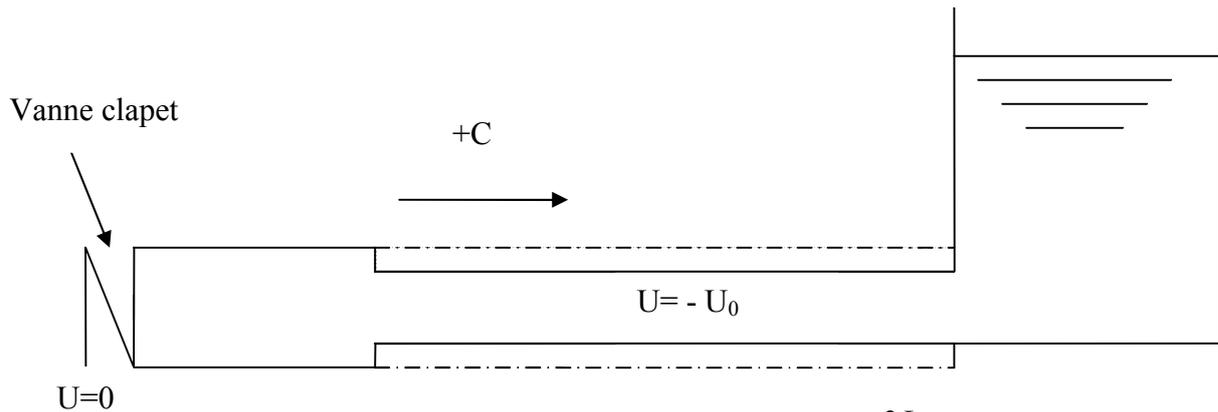


Figure IV.4 : coup de Béliier Phase 3,  $t = \frac{3L}{C}$

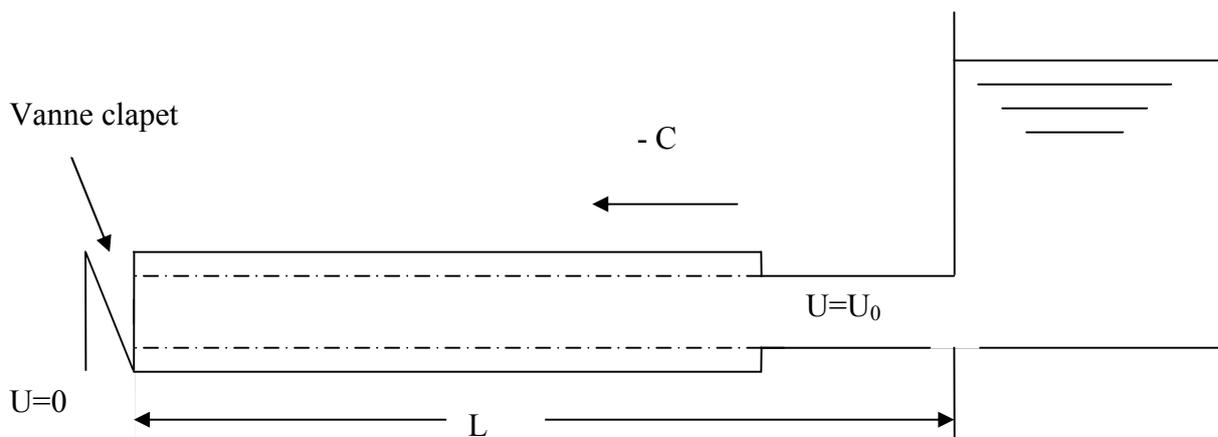


Figure IV.5 : coup de Béliier Phase 4,  $t = \frac{4L}{C}$

#### IV.2.1.3. RISQUES DUS AUX COUPS DE BELIER

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

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

##### ➤ Cas de la surpression

C'est une conséquence du coup de béliier engendrée par une pression importante se produisant à la suite d'une fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement ou bien à la suite d'une dépression causée par l'arrêt brusque d'une pompe. Si la pression totale c'est-à-dire la pression en régime permanent majorée de la valeur de surpression due au coup

de béliers dépasse la pression maximale admissible des tuyaux, il y a risque de rupture de ces derniers et déboîtement des joints (les anneaux d'étanchéité seront délogés).

➤ **Cas de dépression**

C'est une conséquence du coup de béliers engendrée par l'apparition d'une pression relative négative, à la suite d'un arrêt brusque d'une pompe ou d'une ouverture instantanée d'une vanne de sectionnement. Si cette pression devient inférieure à 10 m, il se produira une poche de cavitation. Si le profil en long de la canalisation est déformable la canalisation peut être aplatie par implosion et les joints aspirés. Le phénomène de cavitation, une fois apparu, peut provoquer la détérioration de la couche d'enduit intérieur du tuyau.

➤ **Fatigue de la canalisation**

En régime transitoire les alternances des surpressions et dépressions qui sont une conséquence inévitable du phénomène provoquent la fatigue du matériau de la canalisation même si leur amplitude est faible.

#### **IV.2.2-PROTECTION DE LA CONDUITE DE REFOULEMENT CONTRE LE COUP DE BELIER**

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

➤ **Réservoirs d'air :**

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

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

➤ **Cheminée d'équilibre :**

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

➤ **Soupape de décharge :**

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

➤ **Volant d'inertie :**

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

**Tableau IV.5 :** Avantages et inconvénients des appareils anti-béliers

Appareils	Avantages	Inconvénients	Observations
Soupape de décharge	Coût limité Entretien et réglage facile Ne consomme pas d'énergie Indépendant d'une installation électrique	Nécessite un entretien et un contrôle attentifs (ressort). Pertes considérables d'eau pendant le fonctionnement	Utilisé comme protection contre la surpression
Cheminée d'équilibre	Bon fonctionnement (ne comporte pas d'organes mécaniques susceptibles de fonctionnement défectueux). Importante durée de vie ; Indépendante d'une installation électrique ; Pas de pertes d'eau	Possibilités d'installation limitées. Ouvrage coûteux (hauteur généralement très développée).	Utilisée comme protection et pour la dépression et pour la surpression
Réservoir d'air	Bon fonctionnement ; Bonne sécurité ; Pas de pertes d'eau	Entretien et réglage compliqués qui exige du personnel qualifié. Coût élevé.	Utilisé comme protection contre la dépression et la surpression
Volant d'inertie	Dispositif économique Intéressant sur les installations qui ne s'arrêtent pas trop souvent.	Consommation d'énergie supplémentaire. Protection limitée par la puissance du moteur et les caractéristiques de démarrage. Inapproprié dans les stations à forte fréquence de démarrage.	Utilisé comme protection contre les dépressions

**Remarque :**

Dans ce projet, on propose comme moyen de protection des installations le réservoir d'air.

**IV.2.3- CALCUL DES RESERVOIRS D'AIR**

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans les conduites de refoulement et le volume du réservoir d'air.

Comme méthode de calcul, on distingue :

➤ Méthode de VIBERT

La méthode de VIBERT donne de bons résultats pour les petites installations et risque de donner des volumes de réservoirs d'air important dans le cas de grandes installations.

➤ Méthode de BERGERON

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

➤ Méthode de PUECH et MEUNIER

La méthode de PEUCH et MEUNIER est une excellente méthode de dimensionnement des anti-béliers car elle met en évidence les enveloppes de dépressions qui permettent de protéger les zones vulnérables.

Dans notre cas on travaille avec la méthode de PUECH et MEUNIER vue sa simplicité, on peut l'utiliser pour des longueurs de refoulement qui dépassent les 1 000 m et pour sa fiabilité des résultats.

➤ **Cas dépression :**

Nous allons étudier le dimensionnement du ballon anti-bélier afin que la conduite soit protégée dans son ensemble dans le cas le plus grave d'arrêt brusque et total de la station. Pour protéger la conduite contre la dépression, nous calculerons à l'aide de la méthode de PUECH et MEUNIER le volume  $U_0$  afin que le coussin d'air soit suffisant pour propulser l'eau dans la conduite.

**Tableau IV.6 :** Les caractéristiques de la conduite de refoulement

Station de pompage	Type de matériau	D (mm)	S (m <sup>2</sup> )	V (m/s)	L (m)	HMT (m)
SP « A »	Fonte	450	0,159	1,86	3367,7	73,787

Calcul de la célérité des ondes avec la loi d'Alleivei (A. Morel,1994)

$$= \frac{1}{\dots} \quad (IV-3)$$

Avec :

k : Coefficient dépend de la nature de conduite voir le tableau tableau IV-6 :

ρ : Masse volumique de l'eau ; ρ = 1000 kg / m<sup>3</sup>

e<sub>m</sub>: Epaisseur de la conduite (m). e<sub>m</sub>=0,0086 m pour la fonte (DN450)

D : Diamètre de la conduite.

**Tableau IV.7** : Coefficient dépendant de la nature de conduite

Matériau	k	Matériau	k
Fer	0,5	Béton	5
Acier	0,5	Amiante ciment	4
Fonte grise	1	PEHD	83
Fonte ductile	0,59	PEBD	500
PVC	33		

(A. Morel,1994)

A.N :

$$= \frac{1}{\dots} = 1112,63 \text{ m/s}$$

La méthode PUECH et MEUNIER utilise trois nombre adimensionnels

K : coefficient qui caractérise les pertes de charge  $K= \dots$  (IV-4)

A : coefficient qui caractérise la conduite de refoulement  $A= \dots$  (IV-5)

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

Ayant calculé K et A, nous superposerons la famille de courbes B au profil en long absolu (Figure IV.5) de la conduite, et nous choisirons la courbe qui laisse au moins une sécurité de 3 m de pression absolue au-dessus du point le plus défavorable du profil. La valeur de B permet de calculer U<sub>0</sub> qui sera ainsi déterminé.

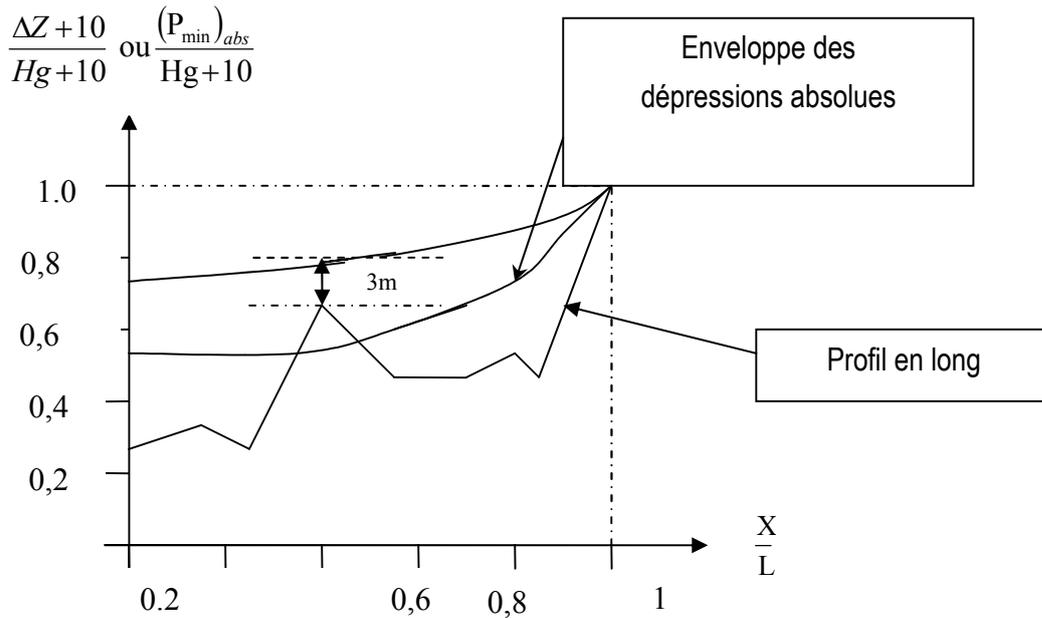


Figure IV.6 : profil en long absolu d'une conduite.

On a HMT = 73,78 m

Hg = 54,16 m

Tq: la hauteur de refoulement absolu  $H_{abs} = HMT + 10$

$H_{abs} = 83,78$  m

$H_0$  : pression minimal,  $H_0 = Hg + 10 = 64,16$  m

A.N

K=0,3

A=3,28

Nous devrions considérer la famille de courbe B pour A=3,28 et K=0,3 mais comme nous ne disposons pas de ces abaques, nous allons superposer le profil en long « absolu » aux familles de courbes (K=0,2 A=2) et (K=0,3 A=4).

Complétons d'abord le tableau du profil en long

Tableau IV.8 : Tableau du profil en long absolu

<b>Côte z(m)</b>	0	16	24	20,61	20,74	20,95	14	20,2	27,1	37,41	54,16
<b>Longueur</b>	0	336,7	673,5	1010,	1347,	1683,	2020,	2357,	2694,	3030,	3367,
		7	4	31	08	85	62	39	16	93	7
$\frac{\Delta +}{+}$	0,16	0,41	0,53	0,48	0,48	0,48	0,37	0,47	0,58	0,74	1,00
<b>x/L</b>	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1

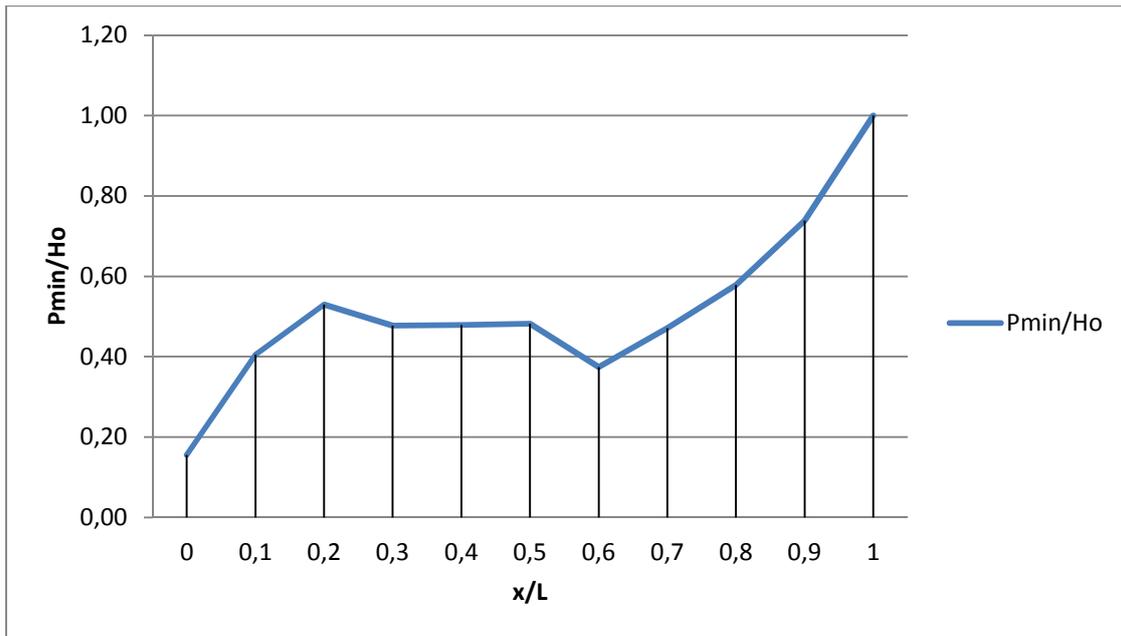


Figure IV.7 : Profile en long absolu.

Après la superposition avec des abaques en annexe IV.1 et annexe IV.2, nous optons pour deux valeurs de B=0,8 et B =1 on prend une valeur intermédiaire B= 0,9

Cette valeur nous permet de calculer le volume d'air comprimé  $U_0$  en régime permanent :

$$U_0 = \frac{H_{abs} \cdot V \cdot P_{min}}{P_{max}} \quad (IV-6)$$

A.N

$$U_0 = 2,84 \text{ m}^3$$

Le plus grand volume d'air sera pour la plus faible pression et nous lisons sur le graphique

$$P_{min}/H_0 = 0,53$$

L'évolution du volume d'air est intermédiaire entre les lois isotherme et adiabatique, nous avons :

$$P_{min} U_{max}^\gamma = H_{abs} U_0^\gamma \quad (IV-7)$$

$$U_{max} = U_0 \left( \frac{P_{min}}{H_0} \right)^{-\frac{1}{\gamma}}$$

$$U_{max} = 5,42 \text{ m}^3$$

Le volume de réservoir sera majoré de 20 pour cent et normalisé  $V = 6,504 \text{ m}^3$

Selon la brochure de Hydrofort CHARLATTE le volume disponible est de  $7 \text{ m}^3$ .

Détails du réservoir d'air

L'encombrement du réservoir d'air pour lequel nous avons opté est donné dans la figure suivante.

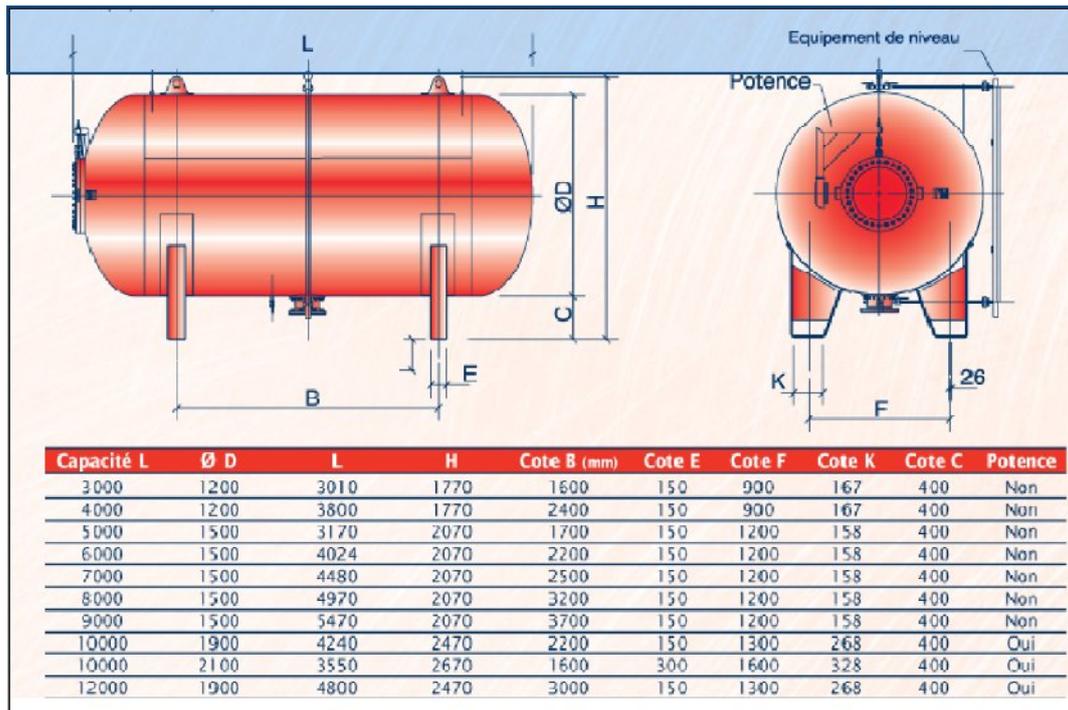


Figure IV.8: Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE

Selon la Figure IV.6, les dimensions du réservoir d'air seront :

Tableau IV.9 : Dimensions du réservoir d'air

Capacité (L)	D	L	H	Cote B	Cote E	Cote f	Cote k	Cote C	Potence
7 000	1 500	4970	2 500	2 500	150	1 200	158	400	non

➤ Cas surpression :

Nous nous servons de l'abaque du DUBIN et GUENEAU (annexe IV3)

$\frac{1}{2} = 3,28$       Nous lisons       $\frac{1}{0,6} = 10,9$   
 $\frac{1}{1} = 1$                                        $\frac{1}{0,6} = 1,04$

$$= \frac{1}{2 \times 0,6} [10,9 - 1]$$

$$\Rightarrow = 73,8$$

$$d=74 \text{ mm}$$

La valeur de la surpression :  $\frac{1}{0,6} = 1,04 \Rightarrow P_{\max} = H_0 * 1,04$

$$P_{\max} = 66,73 \text{ m.}$$

Donc la conduite de refoulement peut résister à cette surpression.

### IV.2.3- PROTECTION DE LA CONDUITE GRAVITAIRE CONTRE LE COUP DE BELIER

Tout comme les conduites en refoulement, les conduites gravitaires sont elles aussi menacées par les effets néfastes du coup de bélier. La compression de l'eau est transmise à la conduite et le coup de bélier est né. La conduite se dilate et le phénomène transitoire se propage instantanément sur toute la conduite via une onde de célérité c'est alors cette déformation qui se propage à l'amont de la conduite qui constitue un véritable danger (pour la conduite).

Pour la protection de la conduite gravitaire contre le phénomène du coup de bélier, la seule protection consiste en l'étude de la loi de fermeture de la vanne sur cette conduite.

#### IV.2.3.1- DETERMINATION DU TEMPS DE FERMETURE

Dans ce qui suit nous allons déterminer le temps de fermeture de la vanne, pour lequel la surpression maximum sera inférieure au coup de bélier. En fonction du temps de fermeture et du temps d'aller-retour de l'onde de surpression « t » (A.Morarel, 1994)

$$\text{Où : } t = \frac{2 \times L}{c} \quad (\text{IV-7})$$

$t_r$  : temps de retour de l'onde de déformation (s) ;

L : longueur de la conduite (m).

**Tableau IV.10** : Caractéristiques de la conduite gravitaire:

<b>Q</b> <b>(m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>D<sub>N</sub></b> <b>(mm)</b>	<b>L</b> <b>(m)</b>	<b>e</b> <b>(mm)</b>
0.270	350	734.6	7,7
0,140	400	2 509	8,1
0,130	450	8 211	8,6

Les ondes de surpression et de dépression sont caractérisées par une vitesse de propagation donnée par la formule d'Allievi

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + k \times \frac{D}{e}}} \quad (\text{IV-3})$$

a : Célérité d'onde (m/s) ;

D : Diamètre de la conduite (mm) ;

e : Epaisseur de la conduite (mm) ;

K : Dépendance du constituant de la canalisation. Pour la fonte : K = 1.

**Tableau IV.11** : Calcul de temps de fermeture des vannes.

conduite	D(mm)	e (mm)	L(m)	$V_0$ (m/s)	a (m/s)	$t_f$ (s)	Temps de fermeture(s)
R120 000m <sup>3</sup> - Stp « A »	350	7,7	734.6	2,80	1022,44	1,43	>1,43
R20 000-Pt G	400	8,1	2 509	1,14	1001,67	5	>5
R20 000- R5000	450	8,6	8 211	0,817	986,92	16,63	>16,63

### IV.3- ETUDE DE POMPAGE

#### IV.3.1-GENERALITE

L'étude de pompage dans notre cas est constitué d'une conduite d'aspiration à partir de la bache d'eau vers la station de reprise, et une conduite de refoulement ou conduite d'adduction, en parallèle de ces équipements on a des accessoires qui assurent le bon fonctionnement et la longue durée de vie de la station de pompage, Donc notre projet consiste à étudier et choisir le type des pompes à adapter aux conditions exigées.

#### IV.3.2- CHOIX DES POMPES

On opte pour les pompes Italienne (pompes à hautes pressions) de marque CAPRARI qui sont fabriquées en série.

En plus des avantages techniques et mécaniques, ce type de pompe nous assure le débit et la hauteur manométrique totale appelés avec des vitesses de rotation

#### IV.3.3- CRITERE CHOIX DU TYPE DE POMPE

Dans notre étude les critères de choix du type de pompe sont :

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

### IV.3.4- COUPLAGE DES POMPES

On distingue deux types de couplage des pompes :

- En série
- En parallèle

On opte pour

- Le couplage en parallèle : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation du débit refoulé par les pompes

### IV.3.5- CHOIX DU NOMBRE DE POMPES

Les critères de notre choix du nombre de pompes sont :

- Nombre de pompes n minimal ;
- Meilleur rendement ;
- Charge nette d'aspiration requise (NPSH)<sub>r</sub> minimale ;
- Nombre d'étages minimal ;
- Puissance absorbée minimale.

### IV.3.6- ETUDE DE REFOULEMENT : STATION DE POMPAGE « A » – RESERVOIR TAMPON R20 000M<sup>3</sup>

1 /Les caractéristiques de la conduite de refoulement (SP 1-RT)

- $Q_{ap} = 1062 \text{ m}^3/\text{h}$  ( Débit d'une seule conduite )
- $L = 3367,7 \text{ m}$
- $H_{mt} = 73,787 \text{ m}$
- $D_{cal} = 0,450 \text{ m}$

**Tableau IV.12** : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.

Nombre pompe	Q disp (l/s)	Type	Indice	$\eta$ (%)	HMT ap (m)	Vitesse (tr/mn)	N <sup>bre</sup> d'étage	P <sub>abs</sub> (Kw)	(NPS Hr (m)	Ør (mm)
1	295	Vertical	P18C	83,6	75,1	1450	1	245	5,92	250
2	299	immergée	E18S6 4	79,1	72,6	2900	2	257	10,3	230

3	301	immergée	E14S5 5	79,1	72,2	2900	2	253	8,95	230
4	303	immergée	E10S6 4	78,4	74,8	2900	3	282	6,64	150
5	312	immergée	E12S5 5	80,5	76,12	2900	3	289	8,18	150
6	310	immergée	E12S5 0	78,8	75,8	2900	3	292	5,74	150

**Résultat :**

On déduit que la variante choisit est la 1<sup>ère</sup> pompe listée dans le tableau IV.12, plus une pompe de secours, vue qu'elle représente le meilleur rendement et le moins d'encombrement et elle assure la pression et le débit demandé.

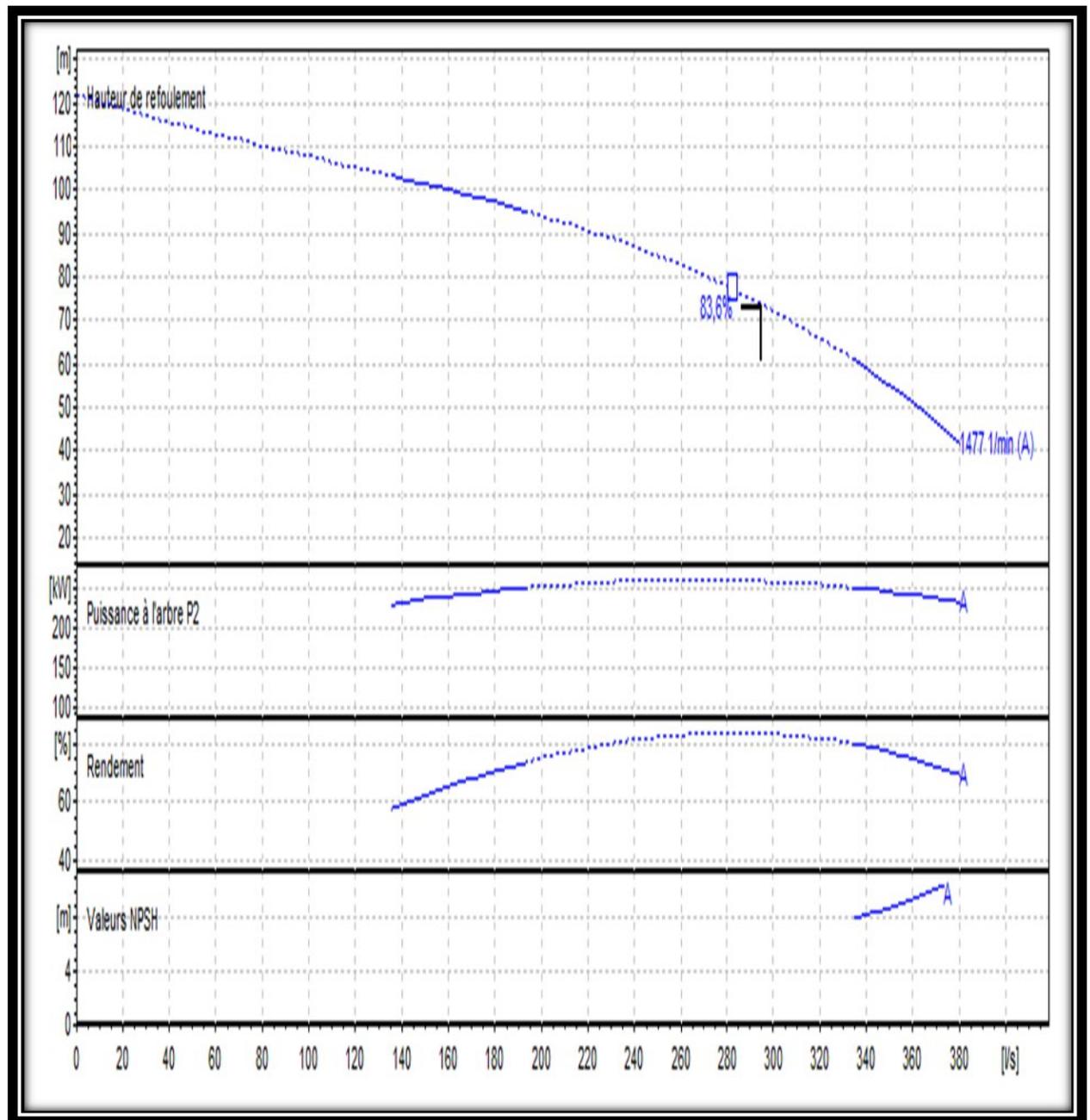
**IV.3.7- CARACTERISTIQUES GENERALES DE LA POMPE**

- Pompe vertical.
- Indice : P18C/14-18/55/3A14-18/55
- Corps d'aspiration, refoulement et intermédiaires : en fonte
- Roues : en fonte
- Arbre : en acier, soutenu par des roulements en caoutchouc
- Résistance à l'abrasion, tant aux deux extrémités qu'au niveau de chaque corps intermédiaire
- Peinture : homologuée pour eau potable
  - Caractéristiques du moteur :
    - Moteur Electrique
    - Asynchrone, triphasé, fermé, normalisé conformément aux normes UNEL-IEC, ventilation extérieure, rotor en court-circuit.
    - Forme de construction : V1
    - Degré de protection : IP55
    - Classe d'isolation : F

➤ Courbes caractéristiques de pompe

Pour la pompe choisie et pour une vitesse de rotation et un diamètre de la roue donnés, on distingue les courbes caractéristiques suivantes :

\* [H-Q] \* [Pabs - Q] \* [ $\eta$  - Q] \* [(NPSH)<sub>r</sub> - Q]



**Figure IV.9:** Courbes caractéristiques de la pompe P18C (CAPRARI, 2008)

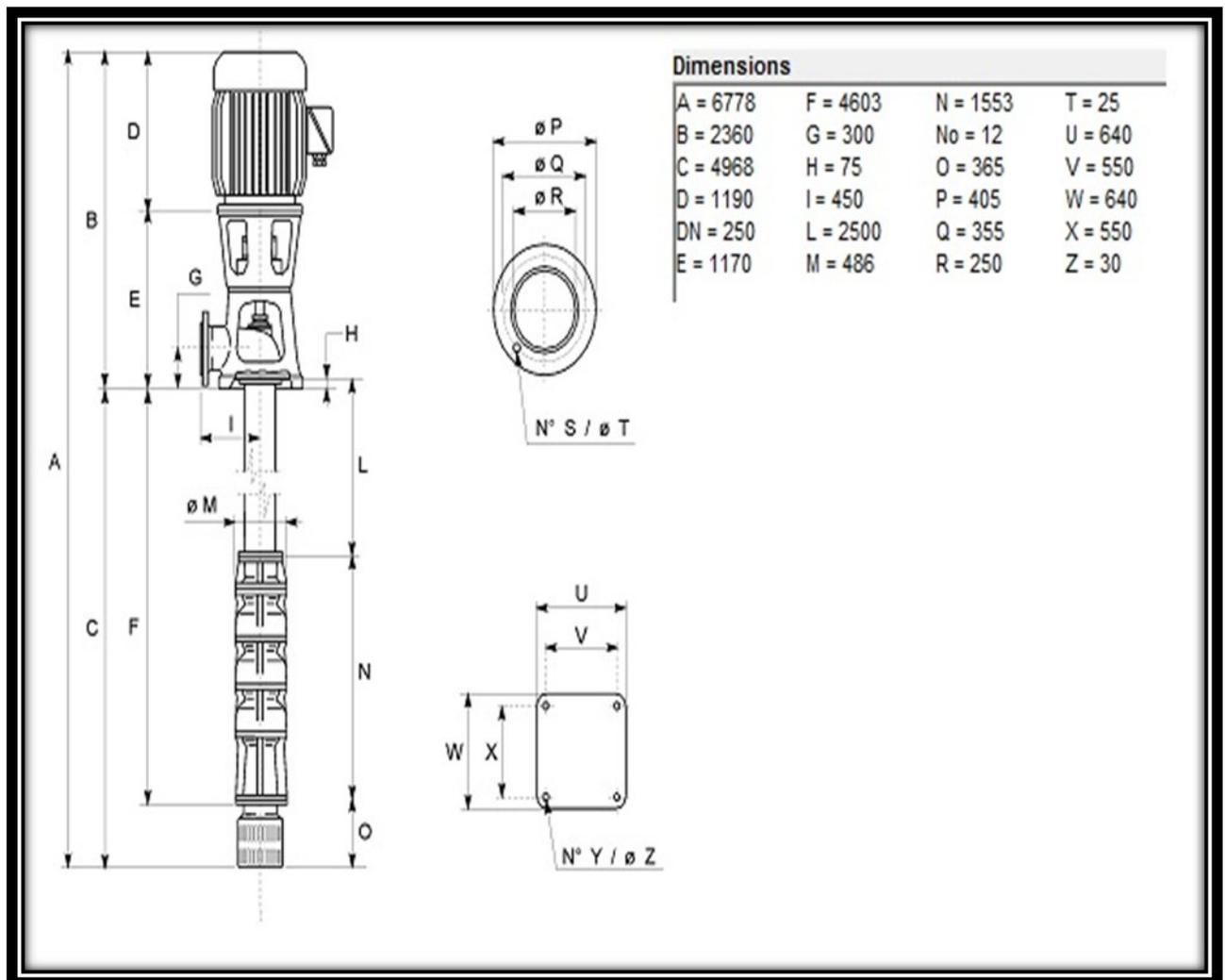


Figure IV.10: Dimension de la pompe choisie (CAPRARI,2008)

#### IV.3.8- ADAPTATION DES POMPES AUX CONDITIONS DE FONCTIONNEMENT DONNEES

##### Débit disponible > Débit appelé

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

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

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

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

$$\eta_{inst_{ap,van}} = \eta_{inst_{av,van}} * \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v} \quad (IV-8)$$

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

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

$H_{app}$  : Hauteur manométrique appelée (m);

$h_v$  : Différence entre la hauteur  $H'_c$  et la hauteur appelée

$$h_v = H'_c - H_{app}$$

$H'_c$  : Hauteur correspondant à la projection du débit appelé sur la courbe caractéristique de la pompe (H-Q)<sub>R</sub> (m).

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

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

$$H = \frac{H_{app}}{Q_{app}} * Q \quad (IV-9)$$

$Q_{app}$  : Débit demandé ou débit appelé ;

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

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

$$d = \phi * \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q}} \quad (IV-10)$$

$\phi$  : Diamètre extérieur de la roue avant le rognage (mm).

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

➤ **Débit disponible < Débit appelé**

1. Qualitatif : augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.
2. Changement de type de pompe.

Remarque : les modes de réglage à étudier sont le vannage, la diminution du temps de pompage et la vitesse de rotation.

Le point de fonctionnement est obtenu par l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe installée et en fonctionnement [H-Q] et la courbe caractéristique de la conduite refoulant un débit de la pompe en fonctionnement [H<sub>c</sub>-Q].

La pompe fonctionnera dans de bonnes conditions si le point de fonctionnement se trouve dans la zone non cavitationnelle et le débit correspondant dans la plage de bon fonctionnement pour un rendement optimal.(M.CARLIER,1998)

**Remarque :**

Dans notre cas on n'a aucun mode de réglage vu le débit disponible égal au débit appelé.

## IV.4- ACCESSOIRES

Sur une canalisation d'adduction, différents organes et accessoires sont installés pour :

- Assurer un bon écoulement.
- Régulariser les pressions et mesurer les débits.
- Protéger les canalisations.

### VI.4.1-LES ROBINETS VANNES

Ce sont des appareils de sectionnement utilisés pour le cas de manœuvres lentes pour les gros diamètres. L'obturation est obtenue pour une rotation de 90° de la partie tronconique.

On distingue plusieurs types de robinet vanne :

➤ **Robinet vanne à coin**

Les vannes à coin sont des organes d'arrêt pour les conduites. Elles ne peuvent être employées comme organe de régulation. L'arrêt se fait par un obturateur en forme de coin. Les vannes à coin se divisent, conformément aux paliers de pression et à la forme du corps, en :

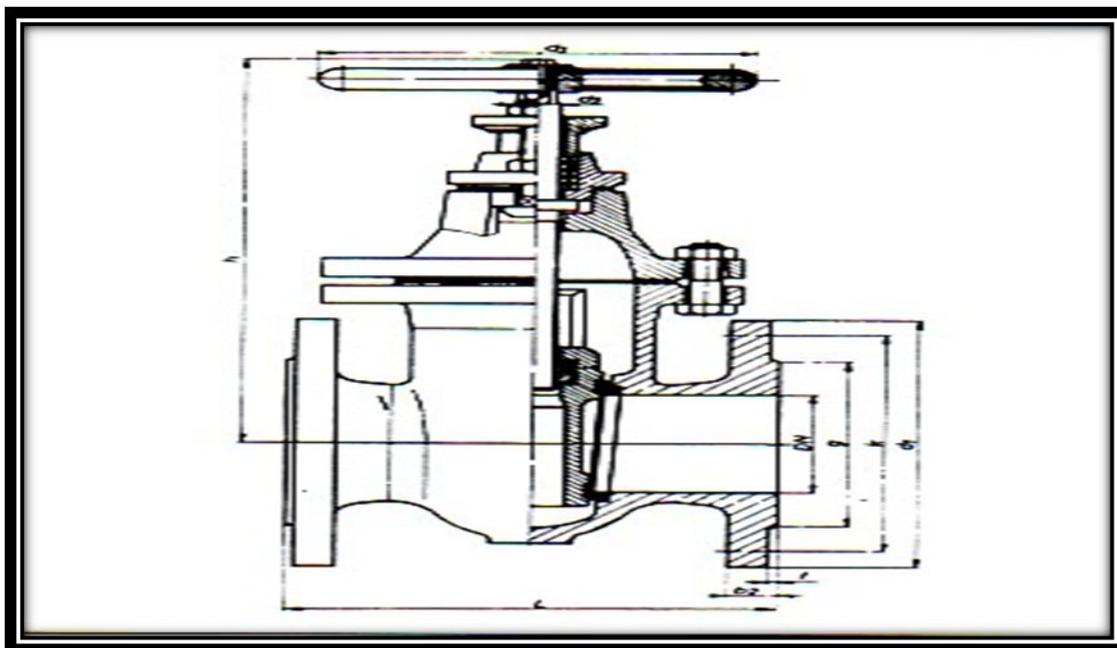
- a- **Vanne à cage méplate** Elles sont en fonte avec tige filetée. Elles sont utilisées pour:
- eau jusqu'à 40°C.
  - vapeur jusqu'à 150°C.
  - air jusqu'à 150°C.

- huile jusqu'à 150°C.

Leurs caractéristiques sont représentées sur le tableau IV.13

**Tableau IV.13** : Caractéristiques de la vanne à cage méplate :

DN [mm]	PN [Bars]	Raccord	Type
40-80	6	à bride PN 10	2300
100-300	4		
350-600	2,5		



**Figure IV.11**: Robinet vanne à cage méplate.

**b- Vanne à cage ovale :**

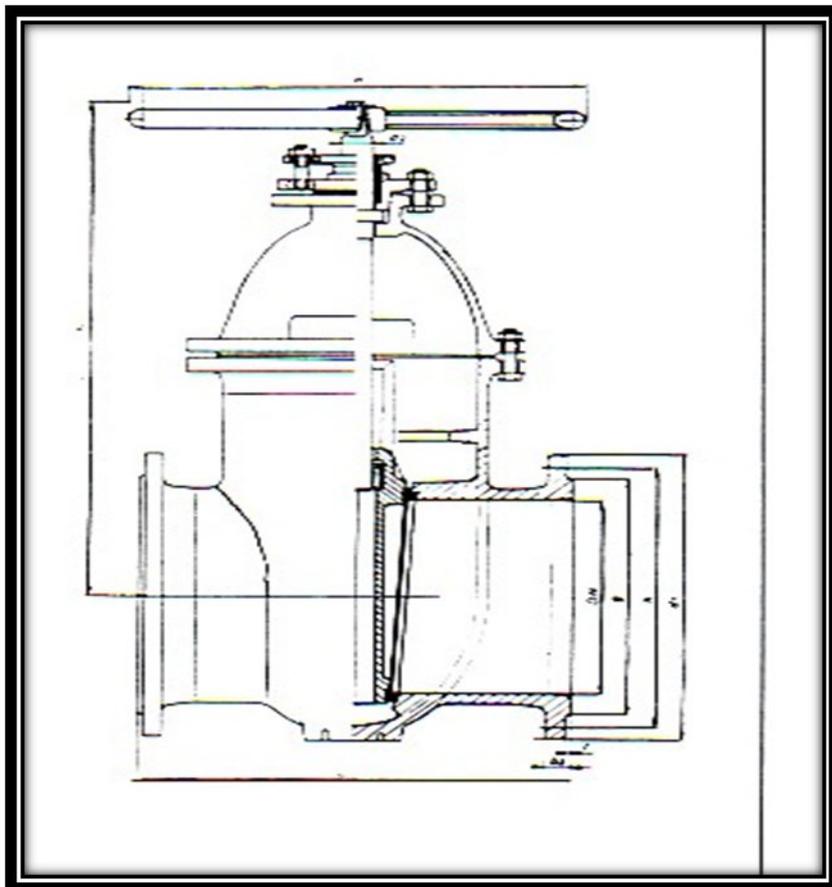
Elles sont en fonte avec tige filetée intérieure. Elles sont utilisées pour:

- eau jusqu'à 40°C.
- vapeur jusqu'à 150°C.
- air jusqu'à 150°C.

Les caractéristiques de cette vanne sont représentées dans le tableau IV-14;

**Tableau IV.14** : Caractéristiques de la vanne à cage ovale

DN [mm]	PN [Bars]	Raccord	Type
40-65	16	à bride PN 10	2100
80-600	10		



**Figure IV.12 :** Robinet vanne à cage ovale.

**c- Vanne à cage ronde :**

Elles sont en fonte avec tige filetée intérieure. Elles sont utilisées pour :

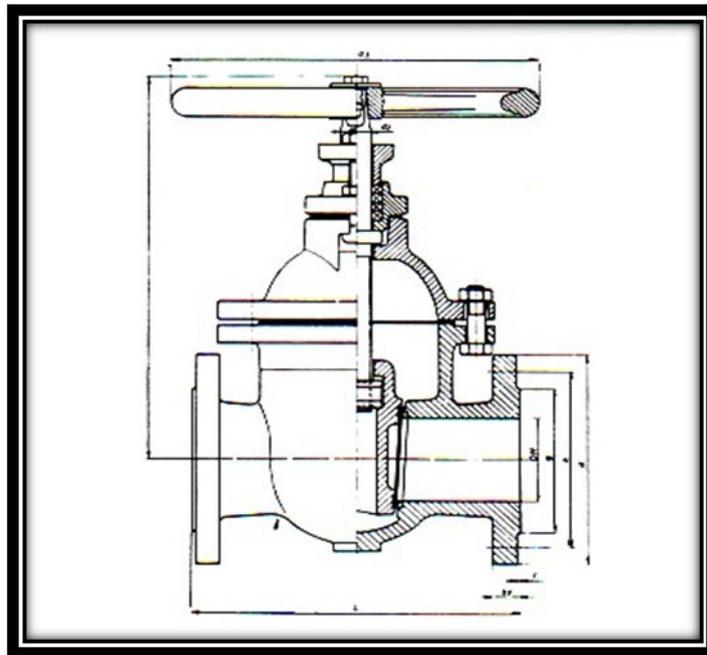
- eau jusqu'à 40°C.
- Pour air ? jusqu'à 150°C.

Elles existent encore en PN 25, pour eau à 40°C : DN80-100-150.

Les caractéristiques de cette vanne sont représentées sur tableau IV.15;

**Tableau IV.15 :** Caractéristiques de la vanne à cage ronde

DN [mm]	PN [Bars]	Raccord	Type
80-300	16	à bride PN 16	2580-1
350-400			
400-450			
500-600			



**Figure IV.13 :** Robinet vanne à cage ronde [PN16-25].

**d- Robinet vanne à opercule métallique :**

Les robinets vannes à opercule métallique sont conçus pour l'équipement des :

- Réseaux d'adduction et de distribution d'eau.
- Réseaux d'irrigation.
- Réseaux de protection incendie.
- Centrales thermiques.

Les caractéristiques de cette vanne sont représentées sur le Tableau IV.16

**Tableau IV.16 :** Caractéristiques de la vanne à opercule métallique

DN [mm]	PN [Bars]	Raccord	Type
40	16	à bride PN 16	/
50			
65			
80			
100			
125			
150			
200			

Les robinets d'arrêt ou de prise sont utilisés dans le réseau au niveau des branchements.

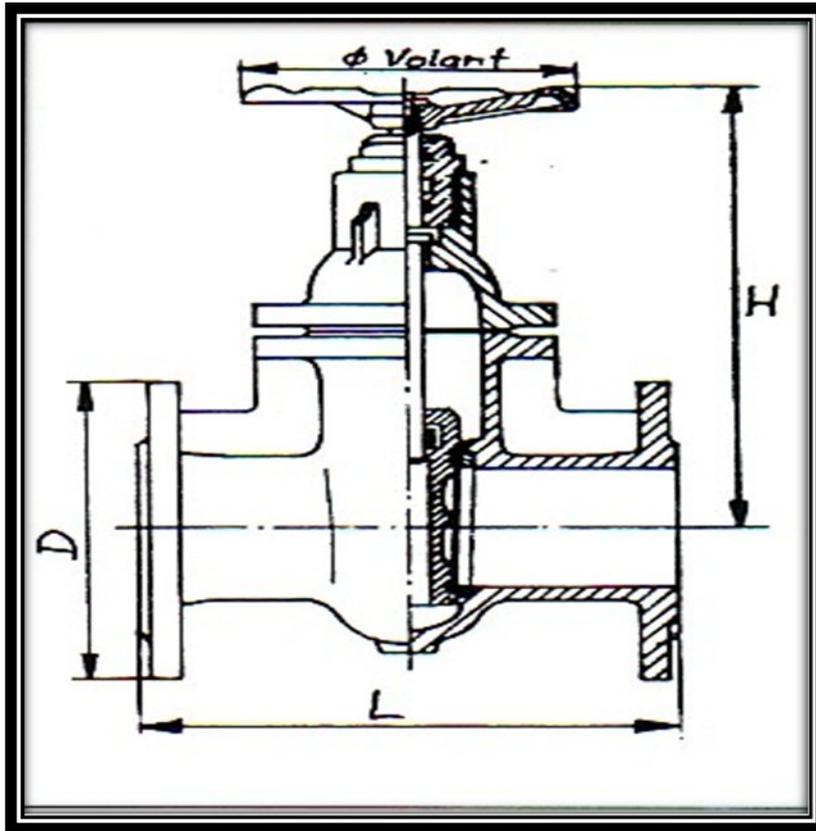


Figure IV.14 : Robinet vanne à opercule.

➤ **Les vannes papillons :**

Ce sont des vannes à survitesses utilisées surtout au niveau des réservoirs d'eau (sortie de la conduite), c'est une vanne se fermant sous la pression de l'eau, à ne pas utiliser à l'aval d'une conduite. Elle occasionne une faible perte de charge.

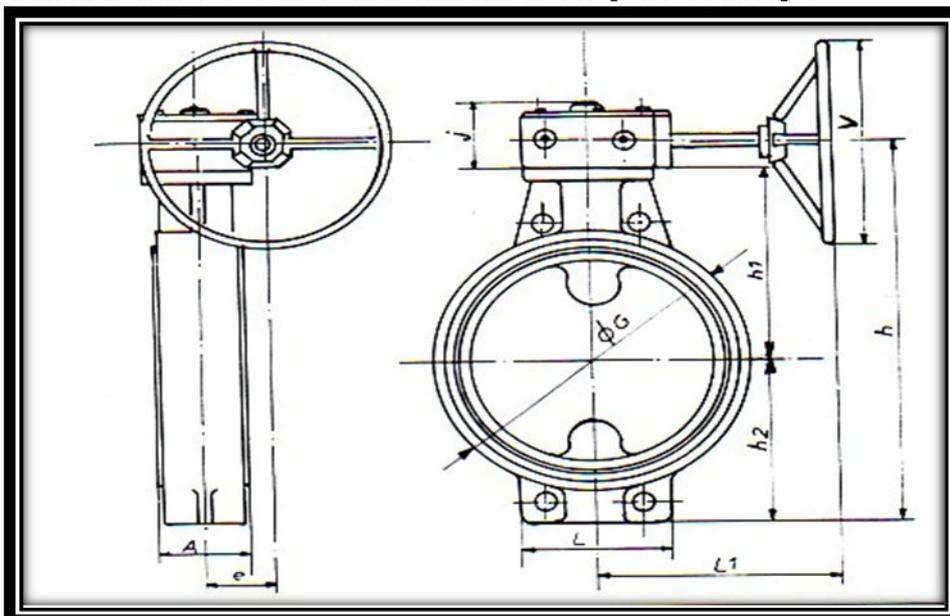


Figure IV.15 : Vanne papillon.

#### IV.4.2- LES VENTOUSES

On trouve sur le marché deux types de ventouses :

- Ventouse simple : elle assure le dégazage des conduites à haute pression.
- Ventouse à deux orifices : elle est formée d'une enceinte en communication avec la conduite, dans laquelle un flotteur vient obturer l'orifice calibré. Le flotteur est cylindrique ou sphérique. Il peut être couvert d'une enveloppe en caoutchouc. Les appareils se placent au niveau des points hauts des conduites où se rassemble l'air, soit au moment de remplissage soit en cours de fonctionnement. C'est également en ces points qu'il faut faire une admission de l'air lors des vidanges.

Le choix de l'appareil dépend du mode de remplissage choisi, généralement on admet un remplissage à débit réduit avoisinant 1/10 du débit nominal. La vitesse de l'eau est alors faible ce qui entraîne une surpression faible au niveau de la ventouse.

On distingue :

Les ventouses manuelles qui sont constituées d'une prise verticale montée sur la génératrice supérieure d'un tuyau et d'un robinet à commande manuelle.

Les ventouses automatiques comportant un flotteur sphérique logé dans un corps en fonte mis à la pression atmosphérique par un orifice placé à la partie supérieure du couvercle.

En fonctionnement normal, la ventouse est pleine d'eau, le flotteur est plaqué sur l'orifice ce qui rend le dispositif étanche. Lorsqu'une poche d'air se produit, le niveau baisse dans le corps de l'appareil, le flotteur descend et libère l'orifice par lequel l'air peut s'échapper.

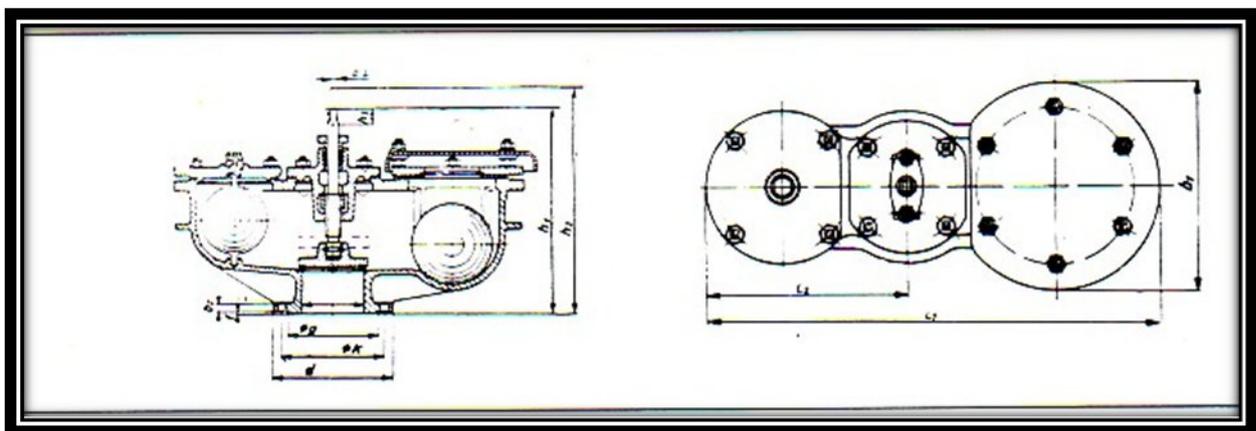


Figure IV.16 : Ventouse à deux flotteurs.

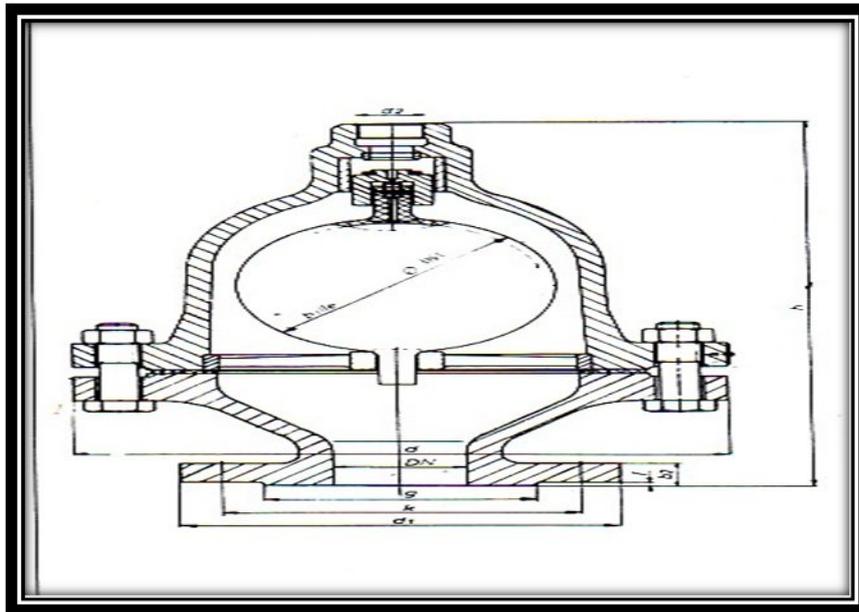


Figure IV.17 : Ventouse à un seul flotteur.

#### IV.4.3- LES REGULATEURS DE PRESSION :

##### ➤ 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. Dans notre projet, l'eau à véhiculer est une eau de source ne contenant pas de matières en suspension. D'après les informations recueillies sur le catalogue des pièces spéciales de l'entreprise BAYARD, nous avons :

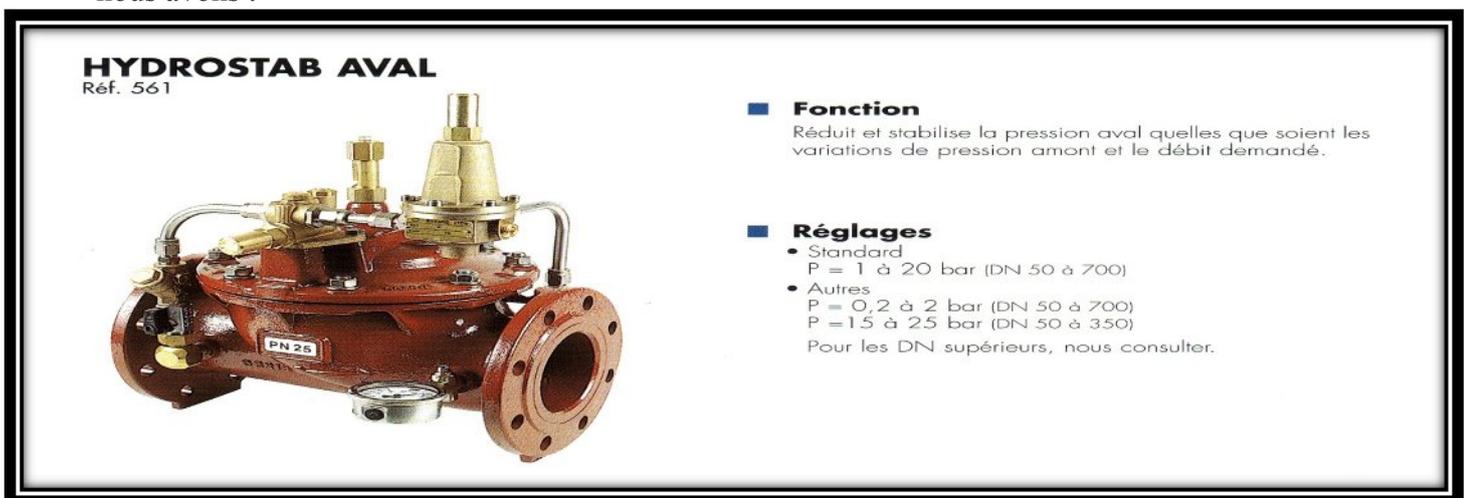


Figure IV.18 : Régulateur de pression aval (BAYARD,2010)

➤ **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.

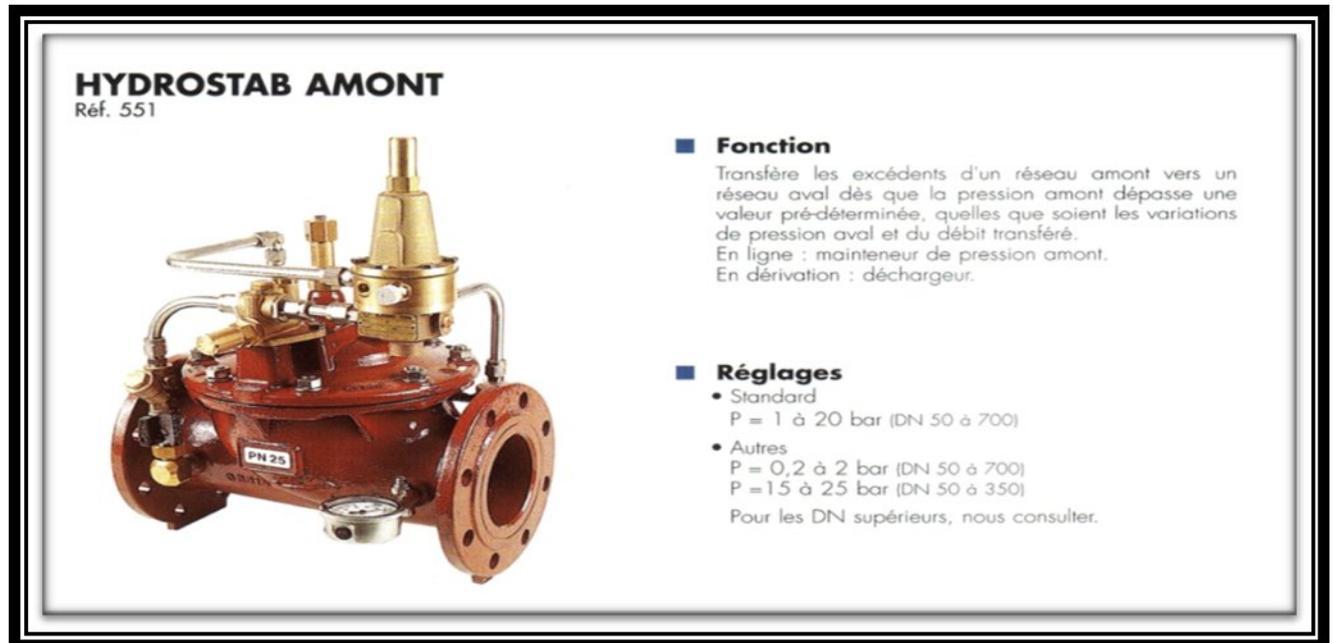


Figure IV.19 : Régulateur de pression amont (BAYARD,2010)

➤ **Régulateur de pression amont et aval :**

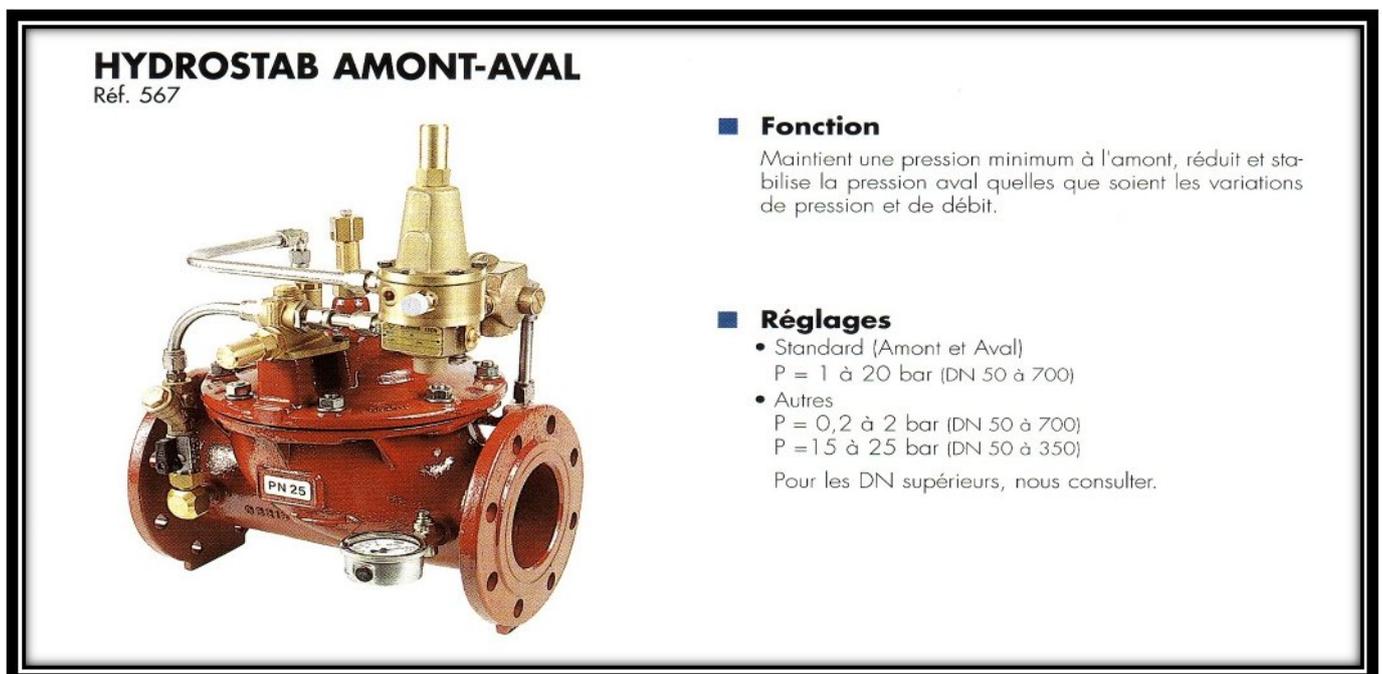


Figure IV.20 : Régulateur de pression amont et aval.

## **IV.5-POSE DE CANALISATION**

### **IV.5.1-PRINCIPE DE POSE DES CANALISATIONS**

Le principe de pose de la canalisation est pratiquement le même pour toutes les conduites. Par contre le mode de pose varie d'un terrain à l'autre, ceci dans le but de diminuer l'effet des différentes contraintes agissant sur la canalisation. En principe pour permettre un écoulement naturel des eaux d'infiltration, la pose de canalisation s'effectue à partir des points hauts. Si la canalisation est posée en tranchée, celle-ci doit être suffisamment large (minimum 80 cm), de façon à permettre l'accès facile aux ouvriers pour effectuer les travaux nécessaires. Au niveau des joints, la tranchée devra présenter un élargissement plus important.

L'épaisseur du remblai au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite est variable suivant les régions du fait du gel. En général, elle est de 1 m. Une conduite doit être toujours posée avec une légère pente afin de créer des points bas pour la vidange, et des points hauts pour l'évacuation de l'air entraîné soit lors du remplissage de la conduite soit pendant le fonctionnement. On adopte en conséquence un tracé en dents de scie avec des pentes de quelques millimètres par mètre et des changements de pente tous les 200 à 400 m.

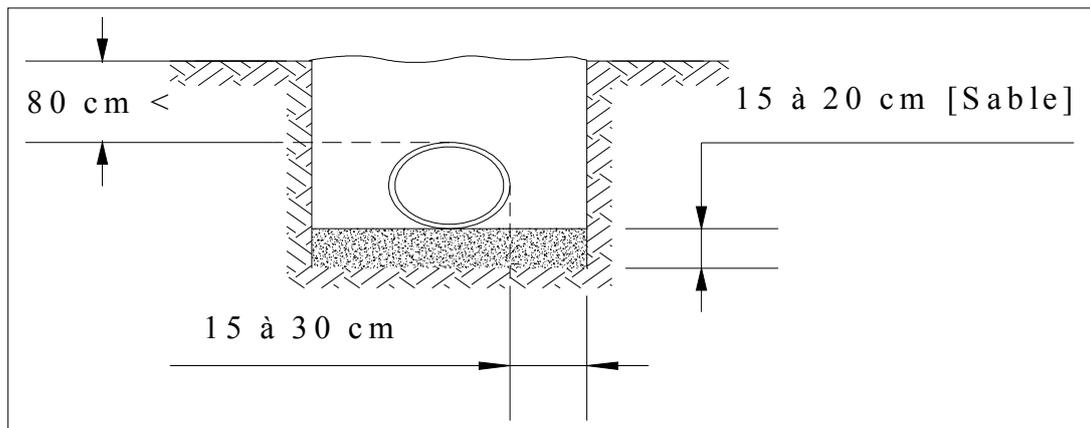
Les canalisations doivent être éloignées lors de la pose de tout élément dure d'environ 10 m, de 30 cm des câbles électriques et de 60 cm des canalisations de gaz.

### **IV.5.2- POSE DE CANALISATION DANS UN TERRAIN ORDINAIRE**

La canalisation est posée dans une tranchée ayant une largeur minimale de 60 cm. Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur de 15 à 20 cm convenablement nivelé. Avant la mise en fouille, on possède à un triage de conduite de façon à écarter celle qui ont subi des chocs, des fissures, ..., après cela on pratique la décente en lit soit manuellement soit mécaniquement d'une façon lente. Dans le cas d'un soudage de joints, cette opération doit être faite de préférence en fond de tranchée en calant la canalisation soit avec des butés de terre soit avec des tronçons de madriers en bois disposés dans le sens de la longueur de la tranchée.

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

Le remblaiement doit se faire par couche de 20 à 30 cm exempt de pierre et bien pilonné et sera par la suite achevé avec des engins.



**Figure IV.21** : Pose de conduite dans un terrain ordinaire.

### IV.5.3- POSE DE CANALISATION DANS UN MAUVAIS TERRAIN

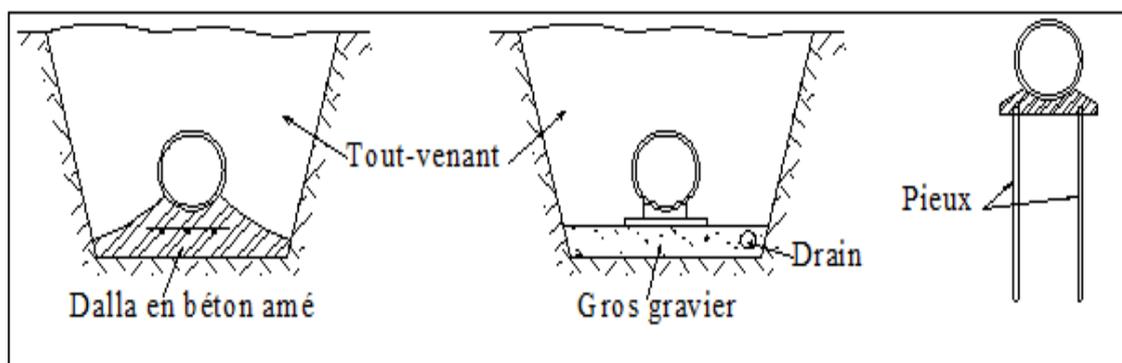
Si le terrain est de mauvaise qualité on peut envisager quelques solutions :

1/ Cas d'un terrain peu consistant :

Pour éviter tout mouvement de la canalisation, celle-ci doit être posée sur une semelle, en béton armé. La semelle peut être continue ou non en fonction de la nature du sol.

2/ Cas d'un terrain mouillé :

Il faut convenir dans la tranchée à un moyen pour le drainage (conduite par exemple) couvert d'un lit de gravier de gros diamètre et par la suite un lit en béton sur lequel repose la canalisation.



**Figure IV.22** : Pose de conduite dans mauvais terrain.

#### IV.5.4- POSE DE CANALISATION EN GALERIE

Dans certains cas le tracé de la canalisation peut rencontrer des obstacles qui nous obligent à placer la conduite dans une galerie.

Les conduites de diamètre important (sauf aqueducs) doivent être placées sur des madriers (bois de chêne) et calées de part et d'autre pour éviter tout mouvement.

Les canalisation de petit diamètre peuvent être placées dans un fourreau de diamètre supérieur et reposant sur des tasseaux en béton. Les robinets vannes sont placés des deux côtés de la route.

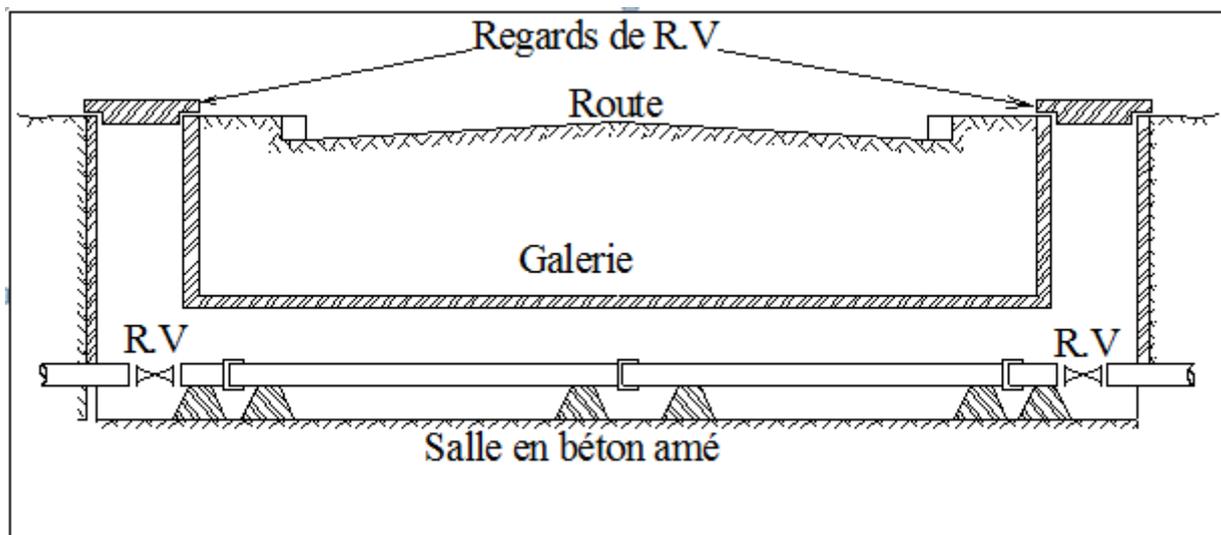
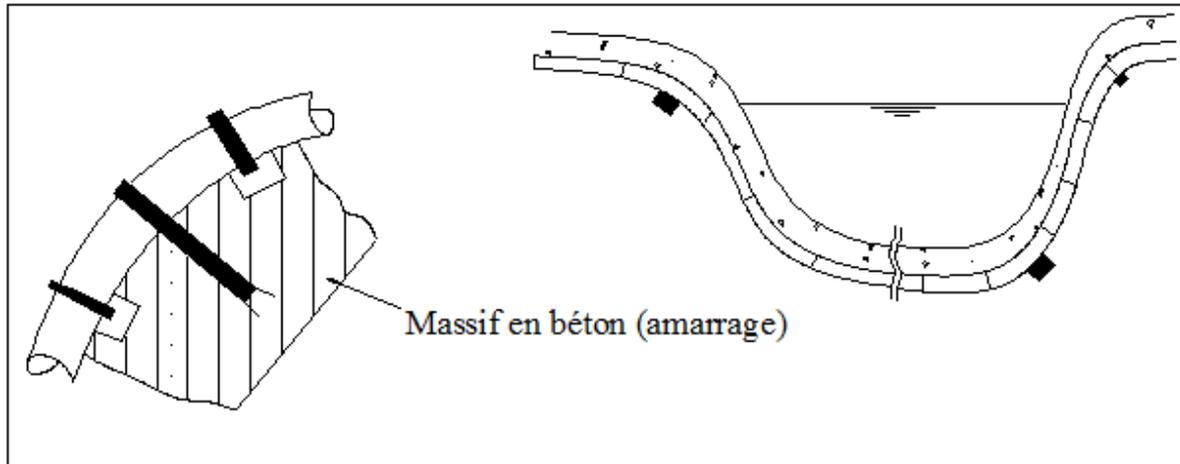


Figure IV.23 : Pose de canalisation en galerie.

#### IV.5.5- TRAVERSEE D'UNE RIVIERE :

La pose de canalisation à la traversée d'une rivière demande certains travaux confortatifs en fonction de l'état de la traversée et de l'importance de l'adduction. L'existence d'un pont-route servira également de support pour la canalisation, ou celle-ci sera accrochée au tablier. Dans la cas ou le pont-route n'existe pas la canalisation pourra suivre le lit de rivière, posée sur des ouvrages spéciaux (Tasseaux par exemple) et couverte de tout-venant pour être protégée contre les chocs (Dus à la navigation par exemple).



**Figure IV.24** : Pose de canalisation en cas de la traversée d'une rivière.

## CONCLUSION

À travers ce chapitre on a pu voir tous les systèmes annexes de notre projet de transfert d'eau et on a dimensionné certains équipements.

# **Chapitre V :**

**Estimation quantitative et  
financière du système de  
transfert d'eau.**

## INTRODUCTION

Ce chapitre consiste à faire une estimation quantitative et financière de notre système de transfert

### V.1- CALCUL DU VOLUME DE TERRASSEMENTS :

#### V.1.1- DECAPAGE DE LA COUCHE VEGETALE OU LA COUCHE DU GOUDRON

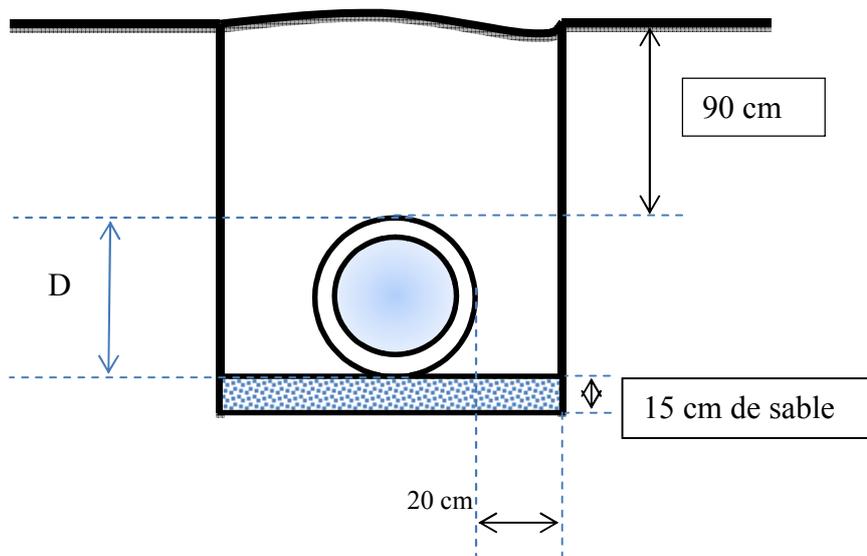


Figure V.1 : Coupe de la tranchée dans un terrain ordinaire.

Le volume de la couche à décapier est :

$$V = B \times h \times L \text{ (m}^3\text{)}$$

B : largeur de la couche végétale (m)

h : hauteur de la couche (h = 0.1 m)

L : longueur totale des tranchées (m)

Tableau V.1 : calcul du volume de la couche végétale ou du goudron pour les adductions

Diamètre (mm)	longueur de la conduite (m)	largeur de la tranchée b(m)	Volume de la couche végétale (m <sup>3</sup> )
450	3367,7	0,85	286,25
450	8211	0,85	697,94
400	2509	0,8	200,72
350	734,6	0,75	55,10
<b>Total</b>			<b>1240</b>

Donc le volume total de la couche végétale :  $V_s = 1240 \text{ m}^3$

### V.1.2-CALCUL DU VOLUME DE DEBLAI :

D'après la planche N5 la surface à calculer est la surface rectangulaire

$$S = b \times H$$

$$b = 0.3 \times (N-1) + (0.2 \times 2) + (\emptyset \times N) \quad N = \text{nombre de conduite} = 1$$

$$H = 0,9 + \emptyset + 0,15$$

$$\text{Donc } b = 0,4 + \emptyset$$

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau V.2

**Tableau V.2 :** Calcul du volume de déblai pour les adductions

Diamètre (mm)	Longueur de la conduite (m)	Largeur de la tranchée b :(m)	Profondeur de la tranchée H : (m)	Volume de déblai (m <sup>3</sup> )
450	3367,7	0,85	1,5	4293,82
450	8211	0,85	1,5	10469,03
400	2509	0,8	1,45	2910,44
350	734,6	0,75	1,4	771,33
<b>Total</b>				<b>18 444,61</b>

Donc le volume total de déblai est :  $V_d = 18\,444,61 \text{ m}^3$ .

### V.1.3-CALCUL DU VOLUME DE LIT DE SABLE

Ce lit correspond à une couche de sable de 10 cm sur le fond de la tranchée, c'est donc une surface constante le long de la tranchée. On calcul cette surface en utilisant la formule suivante :

$$S = e \times b \times L$$

**Tableau V.3 :** Calcul du volume de sable pour les adductions

Diamètre (mm)	Longueur de la conduite (m)	Largeur de la tranchée b :(m)	Volume de sable (m <sup>3</sup> )
450	3367,7	0,85	429,38
450	8211	0,85	1046,90
400	2509	0,8	301,08
350	734,6	0,75	82,64

Total	1 860,01
-------	----------

Donc le volume total du lit de sable est :  $V_s = 1\,860,01\text{ m}^3$

#### V.1.4- CALCUL DU VOLUME DE REMBLAI

Ce volume est déduit à partir du volume du déblai. C'est le volume qu'occupe la conduite avec le volume occupé par le lit de sable

$$V_r = V_d - (V + V_s)$$

$V_r$  : Volume du remblai compacté ( $\text{m}^3$ ) ;

$V_d$  : Volume du déblai ( $\text{m}^3$ ) ;

$V_s$  : Volume du sable ( $\text{m}^3$ ) ;

$V$  : Volume occuper par la conduite ( $\text{m}^3$ ) ;  $V = L \times \frac{\pi \times \theta^2}{4}$

$L$  : Longueur de la conduite (m).

$\theta$  : Diamètre de la conduite(m).

Donc les volumes des travaux pour la conduite sont tablés dans le tableau V.4.

**Tableau V.4:** calcul du volume de remblai pour les adductions

Diamètre (mm)	longueur de la conduite (m)	largeur de la tranchée b (m)	Volume de déblai ( $\text{m}^3$ )	Volume de sable ( $\text{m}^3$ )	Volume occupé par la conduite ( $\text{m}^3$ )	Volume de la couche végétale ( $\text{m}^3$ )	Volume du remblai ( $\text{m}^3$ )
450	3367,7	0,85	4293,82	429,38	535,61	286,25	3328,83
450	8211	0,85	10469,03	1046,90	1305,9	697,94	8116,23
400	2509	0,8	2910,44	301,08	315,29	200,72	2294,07
350	734,6	0,75	771,33	82,64	70,67	55,10	618,02
Total			18 444,61	1 860,01	2 227,47	1 240,00	14 357,15

Donc le volume total du remblai est :  $V_r = 14\,357,15\text{m}^3$

#### V.1.5- VOLUME EXCEDENTAIRE

$$V_{exc} = V_f - V_r$$

$V_{exc}$  : Volume du sol excédentaire en ( $\text{m}^3$ ).

$V_f$ : Volume du sol foisonné en ( $\text{m}^3$ ).

Avec :  $V_f = V_d \cdot K_f$

$V_d$ : Volume du déblai en ( $\text{m}^3$ )

$K_f$ : Coefficient de foisonnement dépendant de la nature de sol pour notre cas on a :  $K_f = 1,24$ .

**Tableau V.5:** calcul du volume excédentaire pour les adductions

Diamètre (mm)	Volume de déblai (m <sup>3</sup> )	Volume du sol foisonné (m <sup>3</sup> )	Volume du remblai (m <sup>3</sup> )	Volume excédentaire (m <sup>3</sup> )
450	4293,82	5324,33	3328,83	1995,50
450	10469,03	12981,59	8116,23	4865,36
400	2910,44	3608,95	2294,07	1314,88
350	771,33	956,45	618,02	338,43
<b>Total</b>	<b>18444,61</b>	<b>22871,32</b>	<b>14357,15</b>	<b>8514,17</b>

Donc le volume total excédentaire est :  $V_r = 8514,17\text{m}^3$

**Tableau V.6:** Le volume Total des travaux pour les adductions

Diamètre (mm)	Longueur de la conduite (m)	Volume de la couche végétale (m <sup>3</sup> )	Volume de déblai (m <sup>3</sup> )	Volume de sable (m <sup>3</sup> )	Volume du remblai (m <sup>3</sup> )	Volume excédentaire (m <sup>3</sup> )
450	3367,7	286,25	4293,82	429,38	3328,83	1995,50
450	8211	697,94	10469,03	1046,90	8116,23	4865,36
400	2509	200,72	2910,44	301,08	2294,07	1314,88
350	734,6	55,10	771,33	82,64	618,02	338,43
<b>Total</b>		<b>1240</b>	<b>18444,61</b>	<b>1 860,01</b>	<b>14 357,15</b>	<b>8514,17</b>

## V.2-DEVIS ESTIMATIF DES TRAVAUX

**Tableau V.7:** Volumes et coûts des travaux total

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Décapage de la couche végétale	m <sup>3</sup>	1240	200	248 000
2	Déblai	m <sup>3</sup>	18444,61	400	7 377 844
3	Lit de sable	m <sup>3</sup>	1860,01	300	558 003
4	Remblai compacté	m <sup>3</sup>	14357,15	400	5 742 860
6	Volume excédentaire	m <sup>3</sup>	8514,17	300	2 554 251

<b>Total (hors taxe)</b>	16 480 958
--------------------------	------------

### V.3- CALCUL DU COUT DES CONDUITES ET ACCESSOIRES

#### V.3.1- COUT DES CONDUITES

**Tableau V.8 : Coût des conduites**

<b>Diamètre (mm)</b>	<b>Longueur de la conduite (m)</b>	<b>Prix unitaire des conduites (DA)</b>	<b>Prix total (DA)</b>
450	3367,7	24 000	80 824 800,00
450	8211	24 000	197 064 000,00
400	2509	20 000	50 180 000,00
350	734,6	18 000	13 222 800,00
<b>Total</b>			<b>341 291 600,00</b>

#### V.3.2-EVALUATION ET COUT DES ACCESSOIRES

**Tableau V.9 : Estimation des coudes**

Type de coude	Diamètre 350	Diamètre 400	Diamètre 450	Total
1/4	2	0	4	6
1/8	1	2	8	11
1/16	2	5	9	16
1/32	1	3	13	17

**Tableau V.10 : Coût des coudes.**

Type de coude	Prix unitaire Des coudes	La somme	Total (DA)
1/4	14 391,62	6	86 349,72
1/8	15 036,00	11	165 396
1/16	15 540,00	16	248 640
1/32	26 531,44	17	451 034,48
			500 385,72

**Tableau V.11: Estimation des vannes**

Type	Diamètre 250	Diamètre 400	Diamètre 450	Total
vanne	2	7	7	16

**Tableau V.12:** Coût des vannes

Type de coude	Prix unitaire D 350 mm	Prix unitaire D 400 mm	Prix unitaire D 450 mm	Coût Total
vanne	64 783,27	295 601,27	310 523,81	4 372 436,43

**Tableau V.13 :** Estimation des ventouses et coût.

Type	Prix unitaire D 100 mm	La somme Des ventouses	Coût des ventouses (Da)
Ventouse	22 020,36	24	528 488,64

**Tableau V.14 :** Estimation du coût de regard pour les ventouses et les vannes de vidange

Type	Volume béton armé dosé à 350 kg/m <sup>3</sup>	Prix unitaire du béton armé dosé à 350 kg/m <sup>3</sup>	Volume Béton de propreté dosé à 150kg/m <sup>3</sup>	Prix unitaire Du béton armé dosé à 150 kg/m <sup>3</sup>	Le nombre de regards	Coût total (DA)
Regard de Ventouse	0,225	30 000	0.049	15 000	24	179 640
Regard de vidange	0,225	30 000	0.049	15 000	16	119 760
						299 400

**Tableau V.15 :** Coût de Grillage Avertisseur.

Type	Longueur total	Prix unitaire	Coût total (Da)
Grillage Avertisseur	14 822,3	7,82	115 910,383

**Tableau V.16** : Estimation du réservoir anti-bélier

Type	Volume litres	Coût (DA)
réservoir anti-bélier	7000	3 400 000

Le tableau V.17 englobe le coût des différents accessoires

**Tableau V.17** : Estimation de la pompe.

Type	Débit	HMT	Coût (DA)
Pompe vertical	295	76,1	200 000

**Tableau V.18** : Coût total des accessoires.

Type	Coût (DA)
Coude	500 385,72
Vanne	4 372 436,43
Ventouse	528 488,64
Regard de ventouse	179 640
Regard de vidange	119 760
Grillage Avertisseur	115 910,383
Réservoir Anti-bélier	3 400 000
Pompe vertical	200 000
Total	6 016 621,17

## V.4-COUT TOTAL DU PROJET

Le tableau V.18 présente le coût total de notre projet de transfert d'eau

**Tableau V.19** : Coût total du projet.

Coût de terrassement	16 480 958,00
Coût de conduite	341 291 600,00
Coût des accessoires	6 016 621,17
Total hors taxe en DA	347 308 221,17

**CONCLUSION**

Après une estimation des travaux, des conduites et accessoires, on a évalué le coût total de notre projet de transfert d'eau à **347 308 221,17 DA** (prix hors taxe)

# **Conclusion générale**

## CONCLUSION GENERALE

A travers cette étude, il a été dimensionné un système de transfert d'eau afin d'alimenter en eau potable les sept agglomérations de la wilaya de Mostaganem d'où les résultats obtenus sont cités ci-dessous :

Les besoins maximums à long terme (pour l'horizon 2040) en eau potable de la population de la région d'étude s'élèvent à 270 l/s soit de 23 322 m<sup>3</sup>/jour.

L'adduction par refoulement avec une longueur de la conduite 3367,7 m et un diamètre de 450 mm.

L'adduction gravitaire avec une longueur totale des conduites de 11 454,6 m et des diamètres de 450 mm, 400 mm et 350 mm.

Sur la longueur du système d'adduction, il a été procédé à la vérification des capacités de stockage de deux réservoirs et d'une bache de reprise existantes afin de les intégrer dans le système projeté. Il est à signaler que la capacité de stockage de ces derniers est largement suffisante.

Pour les choix des pompes, nous avons une station de pompage et nous avons opté pour des pompes du type CAPRARI.

Dans le but d'augmenter la durée de vie des conduites et d'assurer un bon fonctionnement, une protection contre le coup de bélier est nécessaire pour cela on a dimensionné un anti-bélier et on a calculé le temps de fermeture des vannes.

L'étude du devis estimatif nous a permis d'avoir une idée sur le coût de réalisation de notre projet avec un bilan atteignant les **347 108 221,17 DA** (prix hors taxe).

Enfin, nous espérons que ce modeste travail pourra servir de référence pour les prochaines promotions.

## **REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.**

**DRE** (direction des ressources hydrique) Données hydraulique. Donnée topographique Document interne. Direction des ressources hydrique. Mostaganem. Algérie. 2013

**ANRH** (Agence nationale des ressources hydriques) Données pluviométrique, pluviographique et climatologique. Document interne. Direction régionale de l'ANRH. Oran. Algérie. 2013

**ANBT** (Agence national des barrages et transferts) document interne. Agence nationale des barrages et transferts. Alger. Algérie. 2013

**DUPONT, A.** Hydraulique urbaine , Tome II, 4<sup>ème</sup> édition, Eyrolles. Paris.France. 1977.484p.

**CARLIER, M.** Hydraulique générale et appliquée , 1<sup>ère</sup> édition, Eyrolles, Paris .France, 1998. 582p.

**LENCASTRE, A.** Hydraulique générale, 1<sup>ère</sup> édition, Eyrolles. Paris .France, 1999. 633p.

**SALAH, B.** Cours d'Alimentation en Eau Potable, support de cours, Ecole Nationale Supérieur d'Hydraulique ENSH. Blida. Algérie. 2011

**SALAH, B.** Cours d'Alimentation en Eau Potable, support de cours, Ecole Nationale Supérieur d'Hydraulique ENSH. Blida. Algérie. 2012

**GODART, H.** Technique de l'ingénieur (technologie de l'eau) , édition T.I. 2000.43p

**A.MOREL, M.** Exercices de mécanique des fluides tome 2, 1<sup>ère</sup> édition, CHIHAB Eyrolles. Batna. Algérie. 1994.382p.

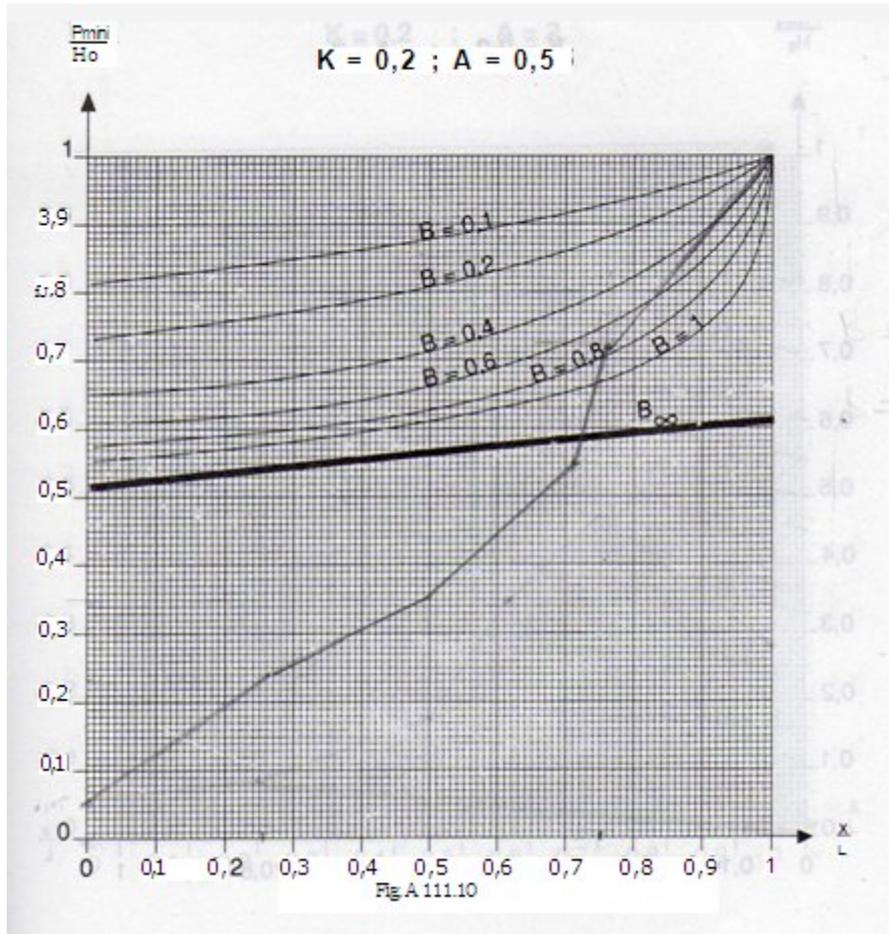
**PONT-A-MOUSSON** Formulaire, édition Lavoisier-TEC&DOC. Paris. France.1989.40p.

**Annexe1:**

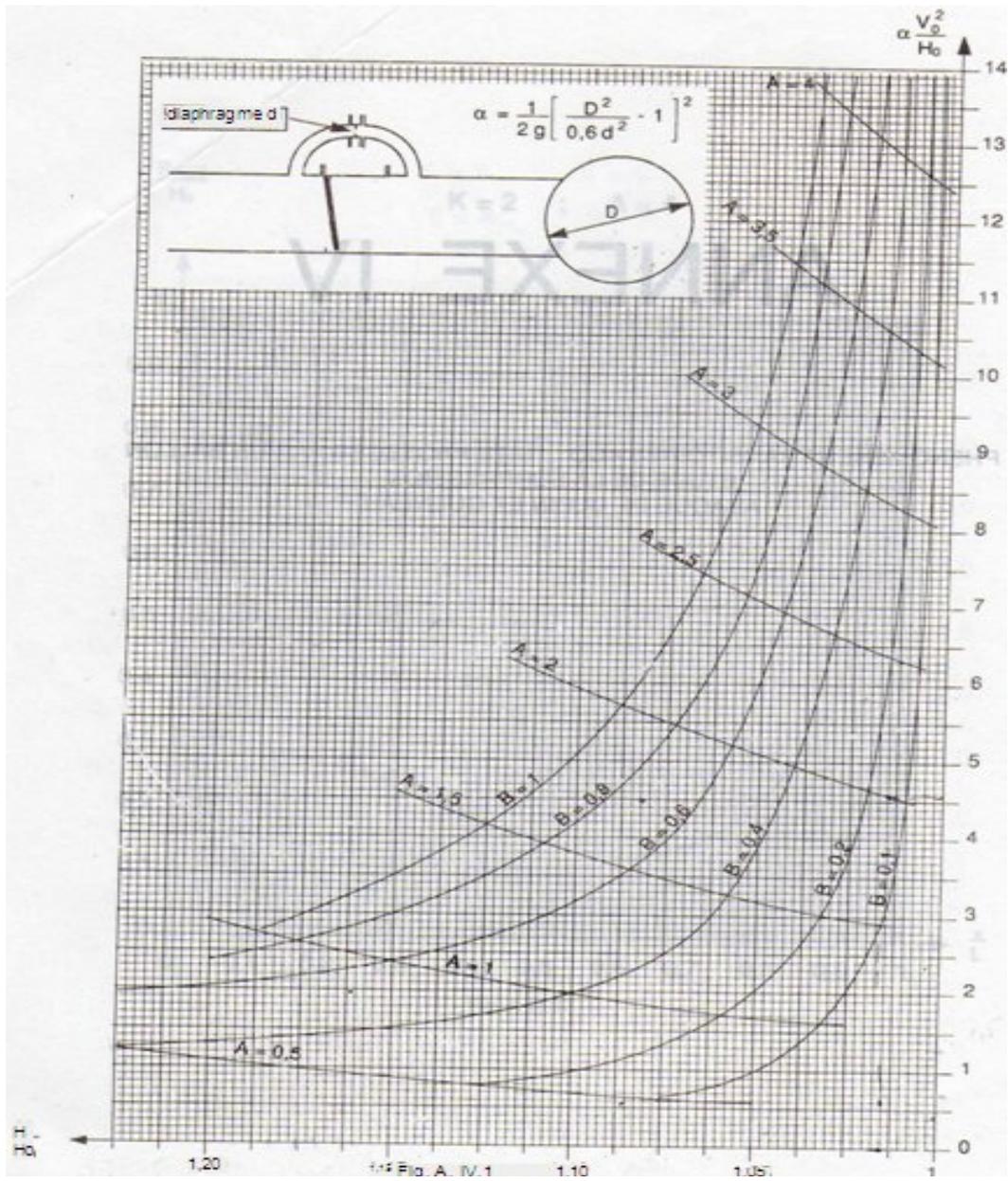
*Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants :*

<b>Heures</b>	<b>Nombre d'habitants</b>				
	<b>Moins de 10000</b>	<b>10001 à 50000</b>	<b>50001 à 100000</b>	<b>Plus de 100000</b>	<b>Agglomération de type rurale</b>
0-1	1	1.5	3	3.35	0.75
01-02	1	1.5	3.2	3.25	0.75
02-03	1	1.5	2.5	3.3	1
03-04	1	1.5	2.6	3.2	1
04-05	2	2.5	3.5	3.25	3
05-06	3	3.5	4.1	3.4	5.5
06-07	5	4.5	4.5	3.85	5.5
07-08	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
08-09	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
09-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	6
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	7	5	4.4	4.6	8.5
13-14	7	5	4.1	4.55	6
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	5
15-16	4.5	6	4.4	4.7	5
16-17	5	6	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	5	4.5	4.4	6
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	6
20-21	4.5	4	4.5	4.3	6
21-22	3	3	4.8	3.75	3
22-23	2	2	4.6	3.75	2
23-24	1	1.5	3.3	3.7	1

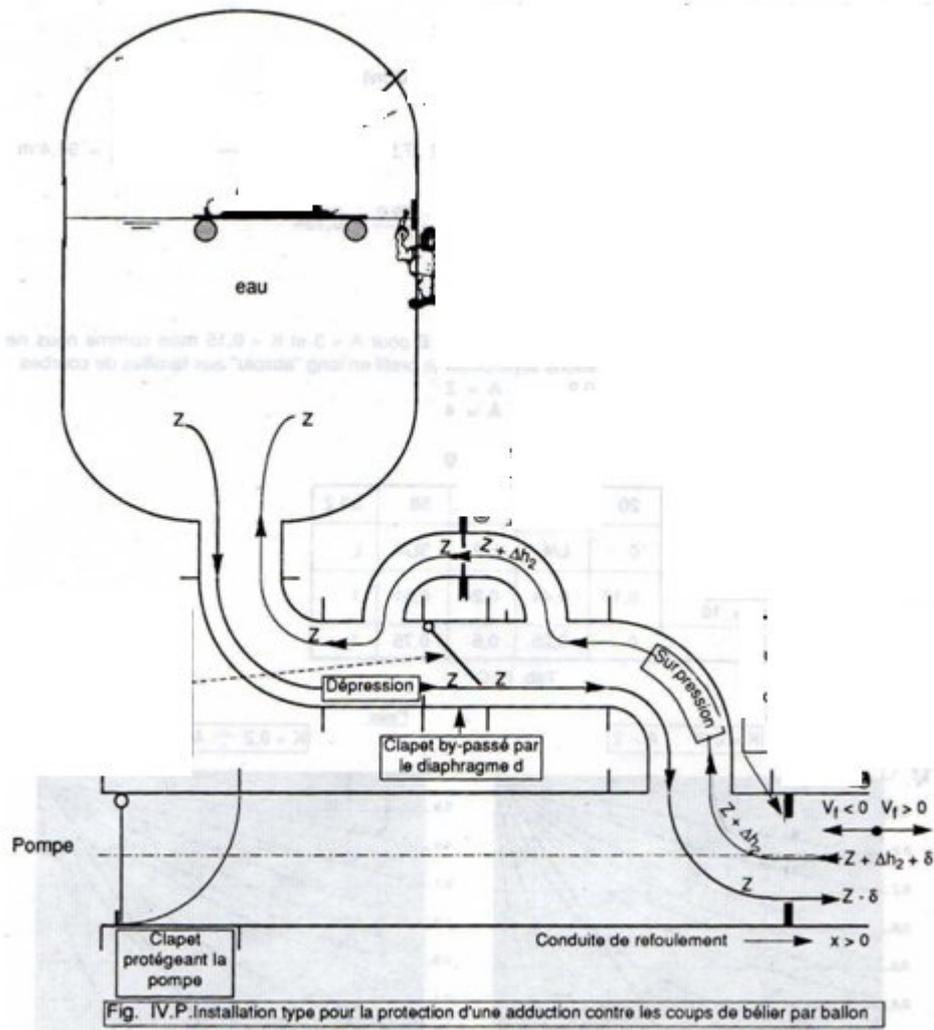
Extrait de l'ouvrage d'A.E.P d'Abramov (édition 1982).



**Annexe 2** : *Abaque de PUECH et MEUNIER*



**Annexe n°3** : *Abaque de DUBIN et GUENEAU*



**Annexe N°4 :**

Installation pour la protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier