

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Alimentation en eau potable de la ville d'arris a partir du piquage de Tazoult sur le transfert Koudiat Medaouar-Timgad (w. Batna) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0001-14

APA Citation (توثيق APA):

Derardja, Bilel (2014). Alimentation en eau potable de la ville d'arris a partir du piquage de Tazoult sur le transfert Koudiat Medaouar-Timgad (w. Batna)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

**Option: AEP**

**THEME DU PROJET :**

**ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA VILLE  
D'ARRIS A PARTIR DU PIQUAGE DE TAZOULT SUR LE  
TRANSFERT (KOUDIAT MIDAOUAR-TIMGAD)**

**PRESENTE PAR :**

**M<sup>r</sup> DERARDJA Bilel**

**Devant les membres du jury**

<b>Nom et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
M <sup>r</sup> KHETTAL Tahar	M.C.A	Président
M <sup>e</sup> CHENITI Nawel	M.A.A	Examinatrice
M <sup>r</sup> HEBBOUCHE Abdelhamid	M.A.A	Examineur
M <sup>e</sup> TAFAT Leila	M.A.A	Examinatrice
M <sup>r</sup> MEDDI M'hamed	Ingénieur(DRE)	Invité
M <sup>r</sup> AMMARI Abdelhadi	M.C.B	Promoteur

**JUIN 2014**

## Remerciements

J'ai bien dû y penser une centaine de fois durant ma thèse. J'avais hâte d'en arriver à ce moment-là et d'écrire les mots justes pour chacun d'entre vous. Et bien finalement, c'est une tâche bien plus difficile à réaliser qu'on ne le croit, aucun article pour s'appuyer, seulement moi et le souvenir de ces cinq ans d'étude.

Je souhaite tout d'abord remercier les membres de mon jury de thèse.

A l'issue de la rédaction de ce mémoire, je suis convaincue que la thèse est loin d'être un travail solitaire. En effet, je n'aurais jamais pu réaliser ce travail sans le soutien d'un grand nombre de personnes dont la générosité, la bonne humeur et l'intérêt manifestés à l'égard de mon mémoire m'ont permis de progresser dans cette phase délicate de l'apprentissage scientifique.

En premier lieu, je tiens à remercier mon promoteur monsieur AMMARI ABDELHADI, pour la confiance qu'il m'a accordée en acceptant d'encadrer ce travail, pour ses multiples conseils et pour toutes les heures qu'il a consacrées à le diriger. J'aimerais également lui dire à quel point j'ai apprécié sa grande disponibilité, j'ai été extrêmement sensible à ses qualités humaines d'écoute et de compréhension tout au long de ce travail.

J'adresse également mes sincères remerciements à tous mes enseignants et aux membres de jury.

DERARDJA BILEL

## Dédicace

Avec un énorme plaisir, un cœur ouvert et une immense joie, que je dédie mon travail à mes très cher, respectueux et magnifiques parents qui m'ont soutenus tout au long de ma vie ainsi à mon frère Zaki et mes chers sœurs, à toute ma grande famille, à mes amis et en particulier à Rayya.

A toute personnes qui m'ont encouragé ou aidé au long de mes études.

DERARDJA BILEL

## الملخص:

تحقيق تغطية شاملة لمختلف احتياجات مياه الشرب لبلدية آريس يواجه صعوبة لانخفاض مستوى المياه الجوفية، خاصة في فصل الصيف، لذلك كانت مذكرة نهاية الدراسة تنصب على دراسة المشروع المعد من قبل السلطات المعنية و المتمثل في تزويد المنطقة بتدفق يقدر بـ 235,2 ل/ثا انطلاقا من التحويل الرابط بين سد كدية المدور و مدن تازولت باتنة عين التوتة وبريكة على التوالي.

## Résumé :

La satisfaction des besoins en eaux de la commune d'Arris (W.Batna) se heurte à une difficulté suite au rabattement de la nappe surtout en période estivale. Pour cela, les autorités concernées ont décidé à mettre en place un projet d'alimentation en eau potable, et cela à partir d'un piquage du couloir 1, liant le barrage de Koudiat-Medaouar aux centres Tazoult Batna Ain-Touta et Barika respectivement.

## Abstract:

The satisfaction of the water requirements of the large city of Arris (W.Batna) especially, encounters a difficulty following the lowering of the water table during the estival period. For that, the concerned authorities decided to set up a project of supply drinking water, starting from a pricking of water transfert pipe N°1, binding the dam Koudiat-Medaouar to the centers Tazoult Batna Ain-Touta and Barika respectively.

## SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE.....	1
----------------------------	---

### CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Introduction	:
.....	2
1 Limites administratives de la zone d'étude : .....	2
2 Climat : .....	4
3 Température : .....	4
4 Précipitations mensuelles et annuelles : .....	4
5 Humidité : .....	5
6 Les vents : .....	5
7 La géologie et la sismicité de la zone d'étude: .....	5
8 La topographie de la région d'Arris: .....	7
9 Situation démographique : .....	8
10 Description du système d'alimentation en eau existant : .....	8
10.1 Secteur 1: .....	9
10.2 Secteur 2: .....	9
10.3 Secteur 3: .....	9
11 Description du transfert barrage Bni Haroun-k.medaouar : .....	10
12 Brève description du projet d'approvisionnement en eau potable pour les deux couloirs de Batna et de Khenchela à partir du barrage de K.Medaouar: .....	11
13 Description du système d'adduction de la commune d'Arris : .....	12
Conclusion.....	16

### CHAPITRE II : CALCUL DES BESOINS

Introduction : .....	17
1 Evolution de la population : .....	17
2 La consommation et ces différents types : .....	18
2.1 Les besoins domestiques : .....	18

2.2	Les besoins moyens en eau pour les établissements scolaires : .....	19
2.3	Les besoins administratifs l'artisanat et les petites industries : .....	19
2.4	Les besoins des grandes industries : .....	19
2.5	Les besoins en eau pour l'incendie : .....	20
3	Variations de la consommation journalière : .....	20
3.1	Coefficient maximale journalière : .....	21
3.2	Coefficient minimal journalier : .....	21
	Conclusion : .....	21

### **CHAPITRE III : L'ADDUCTION D'EAU POTABLE PROJETEE**

	Introduction : .....	22
1	Types d'adduction : .....	22
2	Principe du choix du tracé : .....	22
3	Choix du matériau de la conduite : .....	23
3.1	Sur le plan technique cette faisabilité dépend de plusieurs exigences telles que : .....	23
3.2	Sur le plan économique cette faisabilité dépend essentiellement : .....	24
4	Les matériaux susceptibles d'être utilisés pour les conduites d'AEP: .....	24
4.1	La Fonte : .....	24
4.2	L'acier : .....	25
4.3	L'Amiante ciment : .....	25
4.4	Polyéthylène de haute densité : .....	26
4.5	Le PRV (polyester renforcé de fibre de verre) : .....	26
5	Calcul hydraulique (Méthode de calcul) : .....	27
5.1	Cas de refoulement (calcul du diamètre le plus économique) : .....	27
5.2	Cas gravitaire (calcul des diamètres avantageux) : .....	30
6	Proposition des variantes : .....	30
6.1	Variante 1: .....	32
6.2	Variante 2: .....	33
6.3	Variante 3 : .....	35
7	Comparaison des variantes : .....	36

8	Calcul hydraulique : .....	37
8.1	Calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement : .....	37
8.1.1	Dimensionnement du premier tronçon (le point de piquage Z _ la première station de pompage SP1) : .....	37
8.1.2	Dimensionnement du tronçon (SP1 _ SP2) : .....	39
8.1.3	Dimensionnement du tronçon (SP2 _ SP3) : .....	42
8.1.4	Dimensionnement du tronçon (SP3 _ SP4) : .....	44
8.1.5	Dimensionnement du tronçon (SP4 _ RT) : .....	46
8.2	Partie gravitaire : .....	48
8.2.1	Le tronçon RT – S : .....	49
8.2.2	Le tronçon S – N : .....	49
8.2.3	Le tronçon N – I : .....	50
8.2.4	Le tronçon I – K : .....	50
8.2.5	Le tronçon K – R : .....	50
8.2.6	Le tronçon R – J : .....	50
8.2.7	Le tronçon J – H : .....	51
8.2.8	Le tronçon H – M : .....	51
8.2.9	Le tronçon M –Y : .....	51
8.2.10	Le tronçon Y–A : .....	52
	Conclusion .....	53

## **CHAPITRE IV : CALCUL DES RESERVOIRS**

	Introduction .....	54
1	Les différents types des réservoirs : .....	54
1.1	Classification selon le matériau de construction : .....	54
1.2	Classification selon la situation des lieux : .....	54
1.3	Classification selon l'usage : .....	54
1.4	Classification selon la forme géométrique : .....	55
2	Les critères les plus souvent retenus pour les choix sont : .....	55
3	Utilités et généralités sur les réservoirs : .....	55

4	Prescriptions sanitaires : .....	57
4.1	Stagnation : .....	57
4.2	Prescriptions générales applicables aux réservoirs : .....	57
5	Comportement d'une adduction :.....	58
5.1	Cas de surpression : .....	58
5.2	Cas de dépression : .....	58
6	Choix de la cote d'implantation : .....	59
7	Dimensionnement du réservoir tampon : .....	60
8	Calcul de la capacité des réservoirs d'alimentation : .....	62
8.1	Le cas d'un réservoir alimenté par pompage : .....	62
8.1.1	La méthode analytique : .....	62
8.1.2	Méthode graphique :.....	63
8.2	Le cas d'un réservoir alimenté gravitairement : .....	64
9	Équipement du réservoir : .....	66
9.1	Conduite d'arrivée ou d'alimentation : .....	66
9.2	Conduite de départ ou de distribution : .....	66
9.3	Conduite de trop-plein : .....	67
9.4	Conduite de vidange : .....	67
9.5	Conduite by-pass : .....	67
9.6	Matérialisation de la réserve d'incendie : .....	67
10	Dispositifs de régulation : .....	69
10.1	Robinets à flotteurs : .....	69
10.2	Robinets automatiques de remplissage :.....	69
10.2	Capteur de niveau :.....	71
	Conclusion .....	72

## **CHAPITRE V : ETUDE DE POMPAGE**

	Introduction: .....	73
1	Choix de l'emplacement des stations de pompage : .....	73

2	Choix du type de pompe : .....	73
3	Choix du nombre de pompes : .....	74
4	Couplage des pompes : .....	74
5	Les modes de réglage pour un régime de fonctionnement : .....	74
6	Le choix des pompes : .....	75
6.1	La première station de pompage : .....	75
6.2	La deuxième station de pompage : .....	77
6.3	La troisième station de pompage : .....	78
6.4	La quatrième station de pompage : .....	80
7	Bâches de reprise pour différentes stations de pompage : .....	82
8	Equipements hydrauliques en amont et en aval de la pompe : .....	83
8.1	Équipements en amont de la pompe : .....	83
8.1.1	Conduite d'aspiration : .....	83
8.1.2	Joints : .....	83
8.1.3	Joint de démontage : .....	83
8.1.4	Convergent d'aspiration : .....	83
8.1.5	Vanne papillon : .....	83
8.1.6	Les ventouses : .....	83
8.2	Equipements en aval de la pompe : .....	84
8.2.1	Divergent : .....	84
8.2.2	Clapet de non-retour : .....	84
8.2.3	Joint de démontage : .....	84
8.2.4	Vanne de régulation : .....	84
8.2.5	Vanne papillon : .....	84
8.2.6	Conduite de refoulement : .....	84
8.2.7	Collecteur de refoulement : .....	84
8.2.8	Le by-pass : .....	84
8.2.9	Soupape de décharge : .....	85
9	Dimensionnement de bâtiment de station pompage : .....	85
9.1	Hauteur du bâtiment : .....	85
9.2	Longueur du bâtiment : .....	86

9.3	Largeur du bâtiment : .....	86
9.4	Dimensions des portes :.....	88
9.5	Dimensionnement des fenêtres : .....	88
	Conclusion .....	89

## **CHAPITRE VI : PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER**

	Introduction :.....	90
1	Protection de l'adduction contre le phénomène transitoire : .....	90
1.1	Définition :.....	90
1.2	Causes du coup de bélier :.....	90
1.3	Amplitude des coups de bélier : .....	91
1.4	Risques dus aux coups de bélier :.....	91
1.4.1	Cas de la surpression : .....	92
1.4.2	Cas de dépression :.....	92
1.4.3	Fatigue de la canalisation : .....	92
1.5	Interprétation physique du coup de bélier : .....	92
1.6	Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier :.....	94
1.6.1	Réservoirs d'air : .....	94
1.6.2	Cheminée d'équilibre :.....	94
1.6.3	Soupape de décharge :.....	95
1.6.4	Volant d'inertie : .....	95
2	Principe de fonctionnement du réservoir anti-bélier :.....	96
3	Calcul des réservoirs d'air : .....	97
3.1	Caractéristiques des différents tronçons de l'adduction : .....	100
3.2	Détermination des valeurs A et K pour chaque tronçon : .....	100
3.3	Détermination de la famille de courbes B de chaque tronçon : .....	101
3.4	Calcul des volumes d'air : .....	102
3.5	Installation du réservoir d'air : .....	103
4	Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier : .....	104
	Conclusion .....	108

## CHAPITRE VI : POSE DE CANALISATION ET ACCESSOIRES

Introduction :	109
1 Pose des canalisations :	109
1.1 Le Principe de pose des canalisations :	109
1.2 Pose de canalisation en pente :	109
2 Traversée de la route (Pose de canalisation en galerie) :	110
2.1 Traversée d'une rivière :	110
2.2 Cas d'un terrain agressif :	111
2.3 Essais de pression et d'étanchéité d'adduction :	112
2.4 La mise en eau des adductions :	112
3 Accessoires :	112
3.1 Vannes de sectionnement :	112
3.1.1 Les vannes d'isolement :	113
3.1.2 Les vannes à clapets de non-retour : permettent de diriger l'écoulement dans un seul sens. Elles sont installées sur les conduites de refoulement :	113
3.1.3 Robinet à flotteur :	113
3.2 Ventouses :	114
3.3 Vidange :	114
3.4 By-pass :	114
3.5 Moyens anti-bélier :	115
3.6 Crépines :	115
3.7 Déversoirs de trop plein :	115
3.8 Joints de raccordement :	115
3.9 Organes de mesure :	116
3.10 Organes de raccordement :	116
4 Estimation des aménagements :	117
Conclusion	119
CONCLUSION GENERALE	120

# LISTE DES TABLEAUX

## CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Tableau I.1 : répartition mensuelle des températures.....	4
Tableau I.2 : répartition mensuelle des précipitations.....	4
Tableau I.3 : le taux d'accroissement des dernières décennies .....	8
Tableau I.4 : résultats du calcul hydraulique.....	14

## CHAPITRE II : CALCUL DES BESOINS

Tableau II-1 : Evaluation de la population aux différents horizons .....	18
Tableau II-2: Estimation des Besoins moyens totaux en eau pour l'horizon 2040.....	20
Tableau II-3 : les consommations moyennes, maximales et minimales journalières .....	21

## CHAPITRE III : L'ADDITION D'EAU POTABLE PROJETEES

Tableau III -1 : Variation journalière des tarifs de l'énergie.....	29
Tableau III -2: Coefficients $K'$ , $m$ , $b$ , pour des tuyaux en fonte.....	30
Tableau III -3: Les prix d'un mètre linéaire des différents diamètres des conduites en fonte.....	31
Tableau III -4: Prix unitaires des différents diamètres des conduites en PEHD.....	31
Tableau III-5 : Stations de pompage projetées (Variante 1) .....	33
Tableau III-6 : les frais d'exploitation des stations de pompage projetées (Variante 1).....	33
Tableau III-7 : Stations de pompage projetées (Variante 2) .....	34
Tableau III-8 : les frais d'exploitation des stations de pompage projetées (Variante 2) .....	34
Tableau III-9 : Stations de pompage projetées (Variante 3) .....	35
Tableau III-10 : les frais d'exploitation des stations de pompage projetées (Variante 3). .....	36
Tableau III-11 : Comparaison économique des variantes (DA) .....	36
Tableau III-12 : Calcul des pertes de charge du tronçon Z-SP1 et la différence d'énergie d'exploitation. ....	38
Tableau III-13 : Calcul des frais d'amortissement (tronçon Z-SP1) .....	38

<b>Tableau III-14</b> : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement.....	39
<b>Tableau III-15</b> : Calcul de la Hauteur manométrique totale(Hmt) de la station de pompage1 .....	40
<b>Tableau III-16</b> : Calcul de frais d'exploitation de la station de pompage1 .....	40
<b>Tableau III-17</b> : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP1-SP2.....	41
<b>Tableau III-18</b> : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement du tronçon SP1-SP2.....	41
<b>Tableau III-19</b> : Calcul de la Hauteur manométrique totale(Hmt) de la station de pompage2.....	42
<b>Tableau III-20</b> : Calcul de frais d'exploitation de la station de pompage2.....	43
<b>Tableau III-21</b> : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP2-SP3.....	43
<b>Tableau III-22</b> : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement du tronçon SP2-SP3.....	43
<b>Tableau III-23</b> : Calcul de la Hauteur manométrique totale(Hmt) de la station de pompage3.....	44
<b>Tableau III-24</b> : Calcul de frais d'exploitation de la station de pompage 3.....	45
<b>Tableau III-25</b> : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP3-SP4. ....	45
<b>Tableau III-26</b> : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement du tronçon SP3-SP4 .....	45
<b>Tableau III-27</b> : Calcul de la Hauteur manométrique totale(Hmt) de la station de pompage4.....	46
<b>Tableau III-28</b> : Calcul de frais d'exploitation de la station de pompage4.....	47
<b>Tableau III-29</b> : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP4-RT.....	47
<b>Tableau III-30</b> : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement du tronçon SP4-RT.....	47
<b>Tableau III-31</b> : Caractéristiques de l'adduction gravitaire.....	52

#### **CHAPITRE IV: CALCUL DES RESERVOIRS**

<b>Tableau IV-1</b> : La variation de la consommation de la commune d'Arris et le niveau d'eau dans la cuvette du réservoir.....	65
--	----

#### **CHAPITRE V : ETUDE DE POMPAGE**

<b>Tableau V-1</b> : Caractéristiques des pompes de la station de pompage 1 en fonction de leur nombre. ....	75
<b>Tableau V-2</b> : Caractéristiques des pompes de la station de pompage 2 en fonction de leur nombre.....	77
<b>Tableau V-3</b> : Caractéristiques des pompes de la station de pompage 3 en fonction de leur nombre. ....	79

<b>Tableau V-4:</b> Caractéristiques des pompes de la station de pompage 4 en fonction de leur nombre. .....	80
<b>Tableau V.5:</b> Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station de pompage .....	88

## **CHAPITRE VI : PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER**

<b>Tableau VI.1 :</b> les avantages et les inconvénients des dispositifs de protection .....	95
<b>Tableau VI.2 :</b> Caractéristiques des différents tançons de l'adduction :.....	100
<b>Tableau VI.3 :</b> Détermination des valeurs A et K pour chaque tronçon.....	100
<b>Tableau VI.4 :</b> Détermination du B pour le tronçon SP1-SP2 (Voir annexe III. 1).....	101
<b>Tableau VI.5 :</b> Détermination du B pour le tronçon: SP2-SP3 (Voir annexe III-2 ; III-3).....	101
<b>Tableau VI.6 :</b> Détermination du B pour pour tronçon: SP3-SP4 (Voir annexe III.1).....	101
<b>Tableau VI.7.</b> Détermination du B pour le tronçon: SP4-RT (Voir annexe III. 2).....	101
<b>Tableau VI.8 :</b> Calcul des volumes d'air pour chaque tronçon.....	102
<b>Tableau VI.9 :</b> Calcul des diamètres des diaphragmes .....	102
<b>Tableau VI.10 :</b> Les caractéristiques de la conduite gravitaire.....	105
<b>Tableau VI.11:</b> loi de manœuvre du robinet vanne.....	105
<b>Tableau VII.12 :</b> tableau récapitulatif des calculs concernant la fermeture de la vanne.....	107

## **CHAPITRE VII: POSE DE CANALISATION ET ACCESSOIRES**

<b>Tableau VII.1 :</b> Tableau récapitulatif de différentes fournitures.....	118
--	-----

## LISTE DES FIGURES

### CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

<b>Figure I-1</b> : l'ensemble de la ville d'Arris .....	3
<b>Figure II-2</b> : carte de l'ensemble de la zone du projet) .....	3
<b>Figure I-3</b> : La carte géologique de la zone Est de la wilaya de Batna.....	6
<b>Figure I-4</b> : La carte des zones sismique de l'Algérie et le zonage globale des différentes wilayas .....	7
<b>Figure I-5</b> : l'approvisionnement en eau potable à partir du barrage K.MEDAOUAR.....	12
<b>Figure III-6</b> : le tracé de l'adduction existante vers la ville d'Arris à partir du couloir N°1 .....	15

### CHAPITRE III : L'ADDUCTION D'EAU POTABLE PROJETEE

<b>Figure III-1</b> : schéma représentant les trois variantes .....	37
<b>Figure III-2</b> : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon Z - SP1).....	39
<b>Figure III-3</b> : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon SP1 – SP2) .....	42
<b>Figure III-4</b> : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon SP2 – SP3) .....	44
<b>Figure III-5</b> : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon SP3 – SP4).....	46
<b>Figure III-6</b> : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon SP4 – RT).....	48

### CHAPITRE IV : CALCUL DES RESERVOIRS

<b>Figure IV-1</b> : problème de surcharge (éclatement de la conduite) .....	58
<b>Figure IV-2</b> : problème d'écèlement (implosion de la conduite).....	59
<b>FigureIV-3</b> : le graphe représente le Qpompé et Qsortant en (m3/h) .....	61
<b>Figure IV-4</b> : La courbe d'apport et la courbe de consommation totale.....	63
<b>Figure IV-5</b> : Equipements des réservoirs .....	68

<b>Figure IV-6</b> : Robinet à flotteur.....	69
<b>Figure IV-7</b> : Robinets automatiques de remplissage.....	70
<b>Figure IV-8</b> : schéma d'installation.....	70
<b>Figure IV-9</b> : Capteur de niveau d'eau radar.....	71

## **CHAPITRE V : ETUDE DE POMPAGE**

<b>Figure V.1</b> : Les courbes caractéristiques des pompes de la première SP.....	76
<b>Figure V.2</b> : Les courbes caractéristiques des pompes de la deuxième SP .....	78
<b>Figure V.3</b> : Les courbes caractéristiques des pompes de la troisième SP.....	80
<b>Figure V.4</b> : Les courbes caractéristiques des pompes de la quatrième SP .....	81

## **CHAPITRE VI PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER**

<b>Figure VI.1</b> : l'emplacement d'un réservoir anti béliet.....	97
<b>Figure VI.2</b> : Profil en long et l'enveloppe des dépressions.....	99
<b>Figure VI.3</b> : dimensions et caractéristiques d'un réservoir d'air (anti-béliet).....	102
<b>Figure VI.4</b> : Schéma d'installation du réservoir d'air.....	103
<b>Figure VI.5</b> : Graphe représentant la loi de manœuvre (fermeture de la vanne).....	107

## **CHAPITRE VII POSE DE CANALISATION ET ACCESSOIRES**

<b>Figure VII.1</b> : pose de canalisation en galerie.....	110
<b>Figure VII.2</b> : traversée d'une rivière .....	111
<b>Figure VII.3</b> : traversée d'un Oued.....	111

## **LISTE DES ANNEXES**

**Annexe I :** Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.

**Annexe II :** Tableau du prix du mètre linéaire des conduites en fonte.

**Annexe III :** Abaque de PUECH ET MEUNIER.

**Annexe IV :** Catalogue du réducteur de pression.

**Annexe V :** Abaque de DUBIN et GUENEAU.

## **LISTE DES PLANCHES**

Planche N 01: Tracer du Transfert (la première partie).

Planche N 02: Tracer du Transfert (la deuxième partie).

Planche N03 : Profil en long d'une partie de la conduite de refoulement (Z – SP1).

Planche N04 : Profil en long d'une partie de la conduite gravitaire (N –A).

Planche N05 : Plan de la station de pompage.

# INTRODUCTION GENERALE

## Introduction générale

L'eau avant d'être une ressource est une source. C'est la source de la vie car sa seule absence marque la fin de toute existence vivante, par ailleurs à la différence des autres ressources notamment l'énergie, l'eau n'est pas substituable. Ainsi pour produire un kwh d'énergie électrique on peut utiliser du pétrole, du nucléaire, du charbon, de l'eau, du gaz, du vent. En revanche on ne peut pas remplacer l'eau par une autre matière tant pour l'agriculture que pour l'alimentation animale et humaine.

A ce double égard (vital et non substituable) l'eau acquiert plus que toute autre ressource un caractère vital et stratégique. Sa maîtrise est synonyme de survie et sera un facteur de puissance ou de faiblesse pour les nations.

Le problème de l'eau en Algérie est devenu de plus en plus sérieux à cause des caractéristiques climatiques, fluctuantes entre les années les plus sèches et semi-arides. Ce qui menace le pays d'une baisse des ressources hydrauliques au même temps de croissance tel que l'industrie, l'agriculture et le tourisme.

Dans cette dernière décennie, l'Algérie a entamé une stratégie qui consiste à réaliser de grands barrages qui seront construits dans les régions intérieures pour satisfaire les besoins des populations, ces barrages tels que Beni Haroun Oued Elothmania, pour cela des barrages réservoirs sont raccordés aux grands barrages avec des réseaux de transfert.

Dans le cadre du programme d'amélioration des conditions de desserte en eau de la population du territoire algérien, il a été décidé de réaliser l'étude d'alimentation en eau potable de 9 communes des Wilayas de Batna et Khenchela à partir du barrage Koudiat Medaouar faisant partie du système de transfert des eaux du barrage de Béni Haroun .

Dans ce mémoire de fin d'étude on va procéder au diagnostic de l'étude qui a été réalisée, et de proposer des variantes et amélioration via une étude globale du transfert de la ville d'Arris à partir la conduite allant vers Batna passant par la commune de Tazoult.

*Chapitre -I-*

**PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE**

### **Introduction :**

Ce chapitre portera sur la description générale de la zone d'étude en englobant sa situation géographique, géologique, climatique et surtout hydraulique...etc.

Les ressources en eaux mobilisées ne suffisent plus à satisfaire les besoins actuels de la commune d'ARRIS. Donc le projet d'approvisionnement en eau potable de la commune d'Arris ce fait par un piquage sur la conduite principale d'approvisionnement en eau potable des communes Batna Ain Touta et Barika à partir du barrage Koudiat Medaouar et cela pour l'horizon de 2040.

### **Limites administratives de la zone d'étude :**

La région d'Arris se situe dans le Nord/Est de l'Algérie, elle appartient au massif des Aurès, il s'agit d'une chaîne de montagnes qui appartient à l'Atlas Saharien, cet ensemble structural limite l'Algérie du Nord de sa partie Sud Saharienne. Le massif de l'Aurès représente la partie orientale de l'Atlas Saharien et il est la partie la plus élevée, plus de 2300 mètres au Djebel Chélia.

La région d'Arris se situe au centre de ce massif entre deux axes montagneux au Nord le Djebel Taguechrit et au Sud le Djebel Zellatou qui correspond à la prolongation méridionale du Djebel Chélia. Entre ces deux axes se situe la vallée de l'oued Abiod.

La commune d'Arris est à 60 kms au Sud-Est de la capitale de la wilaya de Batna, traversée par la route nationale N° 31, elle a les coordonnées 35° 33' Nord 6° 10' Est, elle s'étend sur une superficie de 151.78 km<sup>2</sup>, limitée :

Au Nord : commune de oued Tagga ;

Au Sud : commune de Tighanimine ;

A l'Est : commune d'Ichemoul ;

A l'Ouest : commune Tniet ElAbed.

Les figures ci-après représentent une vue de la commune d'Arris et son positionnement par rapport à Batna.

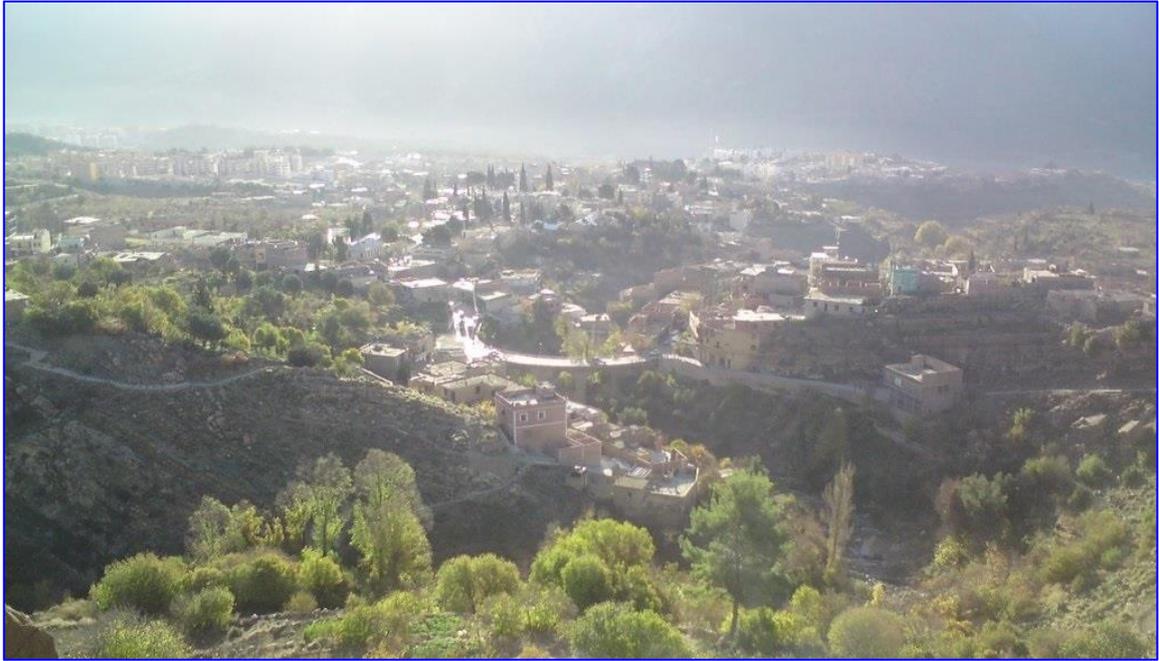


Figure I.1 : L'ensemble de la ville d'Arris.

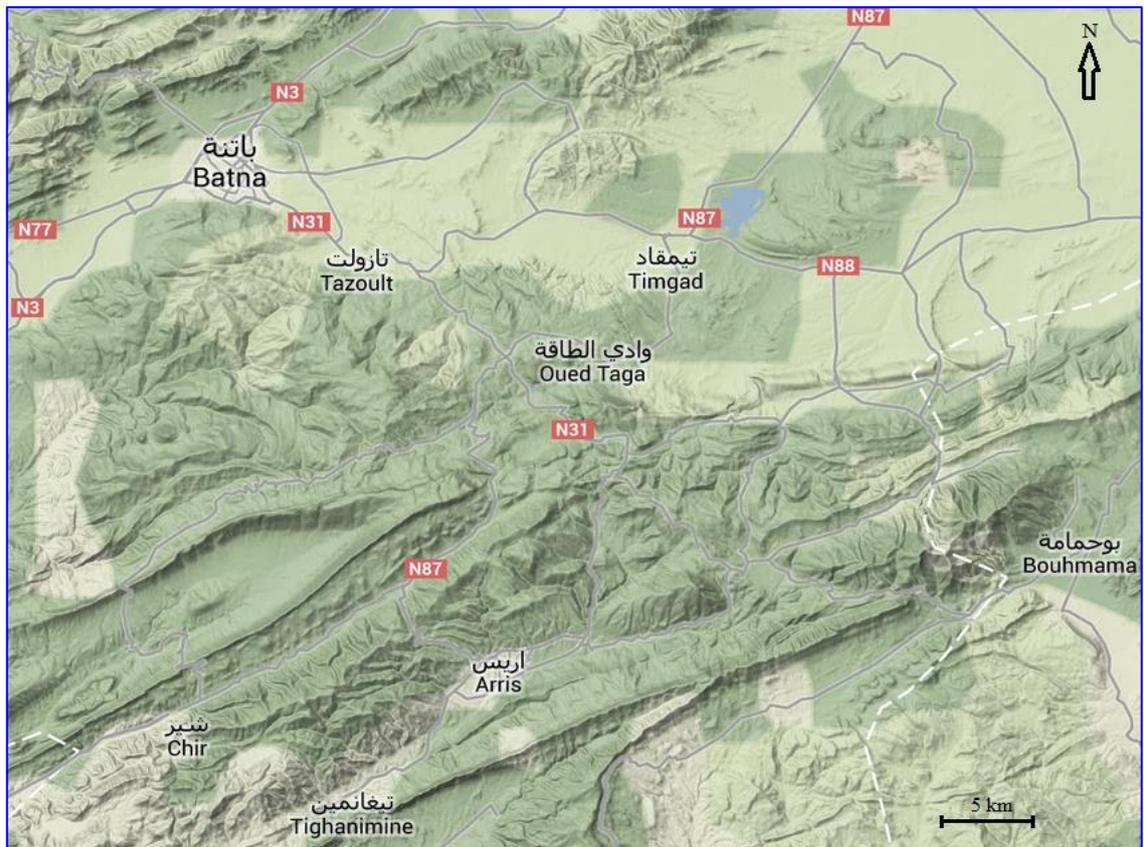


Figure I.2 : Carte de l'ensemble de la zone du projet.

## Climat :

La région d'étude jouie d'un climat de type méditerranéen continental et montagnard. Il est caractérisé par une saison hivernale rigoureuse avec chute de neige et de fréquentes gelées d'Octobre à Mai et un été chaud caractérisé par important écart de température (entre le jour et la nuit).

## Température :

Cette zone se caractérise par son hiver dûre et froid et un été chaud où la chaleur peut dépasser 40 °.

La répartition mensuelle des températures moyennes est donnée dans le tableau suivant :

**Tableau I.1 :** Répartition mensuelle des températures moyennes (2010).

Mois paramètre	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Jlt	Aou	Sept	Oct	Nov	Dec	Moy
Températures (°C)	5,8	7	10	12,3	17,8	23,2	26,3	25,6	21,5	16,7	10,7	6,8	15,6

*Source : PDAU ARRIS (Subdivision de l'hydraulique d'Arris)*

PDAU : Plan Directeur d'Aménagement et d'Urbanisme.

## Précipitations mensuelles et annuelles :

Les précipitations semblent équilibrées sur l'ensemble du massif, alors que la répartition saisonnière révèle la présence de trois saisons pluvieuses être sensiblement égales (hiver : 29,05% ; printemps : 30,15% ; automne : 29%) et une saison où il ne pleut que 11,8 % du total annuel.

La répartition mensuelle de la précipitation est donnée par le tableau suivant :

**Tableau I.2 :** Répartition mensuelle des précipitations (2010).

Mois paramètre	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Jlt	Aou	Sept	Oct	Nov	Dec	Tot
précipitations (mm)	34	20	32,5	31,5	45,5	16	10	22	37	23	28	30	329,5

*Source : PDAU ARRIS (Subdivision de l'hydraulique d'Arris)*

Une autre caractéristique de notre région concerne une partie des précipitations sous forme neigeuse, due essentiellement au froid hivernal, la durée annuelle d'enneigement croît très vite en altitude et il peut dépasser les 64 jours.

L'épaisseur des neiges peut atteindre quelques dizaines de centimètres et entraîne la coupure de communication d'Arris vers Batna. Néanmoins, cette coupure engendrée par la neige est rare en direction de Biskra.

### **Humidité :**

Par manque de données concernant ces éléments météorologiques, celles que nous rapportons sont relatives à la ville de Batna qui se trouve dans la même région ou presque et par voie de conséquence à des caractéristiques en similaire la matière que celle d'Arris où l'humidité relative atteint son maximum en Décembre et qui est de l'ordre de 86% et descend jusqu'à 45% en juillet (rapport de l'ANBT).

### **Les vents :**

Ils soufflent très fort dans la région, pouvant même atteindre 80 Km/h, les vents dominants sont au maximum au cours de l'hiver.

Les vents du Nord atteignent rarement la région où prédominent surtout les vents locaux,

En été, le vent du Sud-Ouest ou sirocco souffle des fois pendant 20 jours par an, et apporte avec lui du sable fin et des poussières rendant le climat lourd et chaud.

Le vent souffle par étape de 2 à 5 jours et dessèche le climat en le rendant plus désagréable pendant cette période. Des données plus précises n'existent pas pour la région d'Arris mais l'analyse de la ville voisine en l'occurrence celle de Batna montre que pendant toute une période d'observation, le vent du Sud/Ouest est celui qui souffle le plus fréquemment et quelle que soit l'heure d'observation.

### **La géologie et la sismicité de la zone d'étude: [5]**

C'est la région la plus élevée de l'Atlas Saharien. Elle est composée par une succession de crêtes plissées et parallèles les unes aux autres orientées SW-NE et des vallées courtes et profondes qui découpent ce massif en compartiment de crêtes.

Le long du tracé des conduites, le sous-sol est essentiellement constitué de formations calcaires gréseuse et marne.





## Situation démographique :

Globalement, et à l'échelle communale, les tendances passées se sont démarquées par des rythmes relativement nuancés selon chaque étape considérée, conséquences des mutations du contexte socio-économique et les conjonctures qui l'ont marqué.

La population d'Arris a augmenté entre 1966 et 2008 passant de 19498 à 30972 habitants.

Le taux d'accroissement de la population durant ces années est présenté dans le tableau suivant :

**Tableau I.3 :** le taux d'accroissement des dernières décennies.

Périodes	Taux d'accroissement global (moyen annuel)
1966-1977	2,51 %
1977-1987	4,12 %
1987-1998	2,18 %
1998-2008	2,40 %

*Source : PDAU ARRIS (Subdivision de l'hydraulique d'Arris)*

## Description du système d'alimentation en eau existant :

Il s'agit de présenter l'infrastructure d'alimentation en eau existante de la commune d'Arris en précisant les principales composantes : forages, sources, puits, adductions, stations de pompage, ouvrages de stockage et de régulation. Il s'agit aussi de présenter les ressources potentielles ainsi que les capacités de stockage disponibles.

L'alimentation en eau de la commune d'Arris est assurée à partir de la ressource souterraine. On y dénombre sept forages avec un débit d'exploitation total de 29 l/s. Le système d'AEP de la ville est subdivisé en trois secteurs.

### Secteur 1:

La ressource en eau dans ce secteur est mobilisée par trois forages F4, FZ et F7. Les forages F4 et F7 refoulent par l'intermédiaire de deux conduites en amiante ciment (DN 100 mm) vers la station de pompage de Dechrat El Hamra implantée à la côte 1160 m NGA. Cette station est également alimentée par le forage FZ par l'intermédiaire d'une conduite de diamètre DN 200 mm. L'eau est ensuite refoulée suivant deux directions :

- Vers un premier réservoir de 100 m<sup>3</sup> implanté à la côte 1280 m NGA et qui assure l'alimentation en eau du village Dechrat El Hamra.
- Vers un deuxième réservoir de 300 m<sup>3</sup> implanté à la côte 1340 m NGA et qui alimente trois autres villages: Bousedah, M'zata et Taghrout Ghassira.

**Secteur 2:**

La ressource en eau mobilisée pour ce secteur est assurée par deux forages (F5 et F6) et par la source de Tihamamine.

Le Forage F6 refoule l'eau vers la bache de la station de pompage implantée à la côte 1217m NGA située au centre-ville. Ce dernier est alimenté aussi par la source de Tihamamine et le forage F5 par l'intermédiaire d'une conduite en acier de diamètre 100 mm. Cette conduite alimente également le réservoir Taâricht de 100 m<sup>3</sup>, implanté à la côte 1237 m NGA. A partir de la station de pompage trois conduites partent :

- La première alimente le réservoir de Kef El Bahri de 250 m<sup>3</sup> implanté à la côte 1225m NGA et le réservoir Taâricht qui approvisionne à son tour la bache de l'Hôpital de capacité 100 m<sup>3</sup> implantée à la côte 1217 m NGA.
- La seconde, en acier DN 150 mm alimente le réservoir de Dechret El Beïda (2x300 m<sup>3</sup>), implanté à la côte 1340 m NGA. Ce dernier dessert les villages d'Inerkab, Beida et Radjou.
- La troisième, en acier DN 100 mm alimente les réservoirs de Dechrat Arris de 150 m<sup>3</sup> et 300 m<sup>3</sup>, implantés aux côtes respectives de 1329 m NGA et 1345 m NGA.

**Secteur 3:**

Ce secteur correspond à la Zone d'Habitation Urbaine Nouvelle (ZHUN), il est alimenté par deux forages (ZHUN1 et ZHUN2) qui refoulent l'eau directement dans deux réservoirs :

- Le premier de capacité 500 m<sup>3</sup>, implanté à la côte 1140 m NGA dessert la partie haute de la ZHUN.
- Le second de 1000 m<sup>3</sup>, situé à la côte 1090 m NGA dessert la partie basse de la ZHUN.

## **Description du transfert barrage Bni Haroun-koudiat.medaouar :**

Le transfert de Béni-Haroun a pour objectif d'alimenter les six wilayas localisées plus au Sud vers les Hauts Plateaux (Batna, Khenchela, Mila, Oum El Bouaghi, Constantine et Jijel), à partir des ressources mobilisables par le barrage de Béni-Haroun et la retenue de Bou-Siaba.

L'ensemble des ressources mobilisables permet de faire face aux besoins en eau potable et industrielle des six wilayas et d'irriguer des nouveaux périmètres agricoles (Teleghma, Chemorah, Batna et Ain-touta), d'une superficie totale de 30 000 ha avec une consommation annuelle de l'ordre de 262 Mm<sup>3</sup>.

Le système de transfert d'eau de Béni-Haroun comporte les ouvrages suivants :

- la retenue de Béni-Haroun (volume utile : 732 Mm<sup>3</sup>) ;
- le réseau de transfert Béni-Haroun - Oued Athmania via le bassin d'expansion de Ain Tinn ;
- le barrage de Oued Athmania (volume utile: 30 Mm<sup>3</sup>) ;
- le transfert à partir du barrage Oued Athmania vers les barrages Talizerdane et Koudiat Medaouar ;
- le barrage Koudiat Medaouar (volume utile: 62 Mm<sup>3</sup>) ;
- le barrage de Talizerdane (volume utile: 65 Mm<sup>3</sup>).

## **Brève description du projet d'approvisionnement en eau potable pour les deux couloirs de Batna et de Khenchela à partir du barrage de Koudiat Medaouar:**

Le barrage de Koudiat Medaouar, situé à l'Est de la commune de Batna (commune de Timgad), représente la principale ressource en eau de la région. Ce barrage est caractérisé par un volume utile de 62 Mm<sup>3</sup> et un apport propre de 18 Mm<sup>3</sup>. Le transfert des eaux à partir du barrage de Béni Haroun vers le barrage Koudiat Medaouar assure le complément pour satisfaire à long terme les besoins en eau des communes concernées par le projet. Une station de traitement a implantée à l'amont immédiat du barrage Koudiat Medaouar et assure l'alimentation en eau potable des communes concernées par le projet.

Le barrage de Koudiat Medaouar, réalisé par l'entreprise COSIDER sur l'Oued Reboa, les caractéristiques de ce barrage sont comme suit :

Hauteur :	47 m ;
Capacité :	62 millions de m <sup>3</sup> ;

Volume des terres à mettre en place :	5 300 000 m <sup>3</sup> ;
Longueur en crête :	2 465 m (digue principale + digue de col) ;
Crue de projet 1000 ans :	1 465 m <sup>3</sup> /s ;
Evacuateur en rive droite :	à seuil libre ;
Galerie de dérivation transformée en vidange de fond et prise d'eau sous remblai ;	
Conduite d'AEP :	DN 1000 mm;
Conduite d'irrigation :	DN 1500 mm.

La position géographique des neuf communes impose au tracé un alignement selon deux couloirs distincts :

- Le Couloir de Batna (1) : Il regroupe les 5 communes, deux situées à l'Ouest de la capitale de la wilaya (Batna, Barika, Ain Touta Tazoult et Arris) ;
- Le couloir de Khenchela (2) : Il regroupe les 4 communes situées au Sud et à l'Ouest de la wilaya de Khenchela (Khenchela, Kais, Ouled Rachache, Elmahmel).

Les transferts d'eau en direction des centres cités auparavant à partir du barrage de Koudiat Medaouar sont assurés, entre autre, par 11 stations de pompage, deux stations sont situées sur le couloir 1, quatre sur le couloir 2 et quatre sur la variante choisie pour Arris.

La commune d'Arris est alimentée à partir du système d'adduction du couloir 1 (Batna). En effet, un piquage a effectué sur la conduite DN 1000 mm, qui véhicule l'eau par refoulement à partir de la station de traitement de Koudiat Medaouar vers le réservoir mis en charge RMC1.1, et puis gravitairement vers les communes de Tazoult, Batna, Ain Touta et Barika.



**Figure I.5 :** Approvisionnement en eau potable à partir du barrage K.MEDAOUAR

### **Description du système d'adduction de la commune d'Arris :**

La commune d'Arris est située au Sud à environ 50 km de l'axe Est-Ouest reliant l'ensemble des autres communes concernées par le projet. Suites aux campagnes de reconnaissances de terrain effectuées dans la région le BET African Geosystem company (AGC) a identifié quatre tracés différents pour la conduite d'adduction de cette commune. Et la variante choisie sera présentée par la suite :

La commune d'Arris est alimentée à partir d'un piquage sur la conduite d'adduction du couloir 1. Cependant les reliefs montagneux de la région imposent la projection d'un système composé en deux parties :

- L'une par refoulement avec une série de 4 stations de pompes jusqu'au réservoir de mise en charge.
- Et l'autre gravitaire jusqu'au réservoir d'arrivée Arris en passant par deux brises charge.

Le calcul hydraulique de l'adduction projeté se fera pour un réseau de conduite en DN 300 mm sur tout le tracé.

Le calcul hydraulique est effectué avec l'hypothèse d'un écoulement uniforme selon un débit fictif continu sur 24 heures (84 l/s). Le débit transitant dans les conduites correspond au débit fictif continu multiplié par le facteur 24/20 soit 101 l/s.

Le BET AGC a préconisé une pression maximale admissible inférieure ou égale à 25 bars sauf pour certains points délicats ou un léger dépassement peut être toléré. Ces exceptions seront soigneusement étudiées dans l'étude d'exécution.

Les résultats du calcul hydraulique sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau I.4** : résultats du calcul hydraulique.

Désignation de la variable	Cote de départ	Cote d'arrivée	Débit à véhiculer	Longueur du tronçon	Hauteur géométrique	Diamètre normalisé adopté	Vitesse d'écoulement
unité	m	m	l/s	m	m	mm	m/s
Piquage-SP3-1	1098,37*	1025,52	101	8449		300	1,43
SP3_1-SP3_2	1025,52	1148,46	101	8758	122,94	300	1,43
SP3_2-SP3_3	1148,46	1261,01	101	11066	112,55	300	1,43
SP3_3-SP3_4	1261,01	1418,79	101	4548	157,78	300	1,43
SP3_4-RMC3_1	1418,79	1567,45	101	4181	151,66	300	1,43
RMC3_1-BC3_1	1567,45	1466,20	101	6100	101,25	300	1,43
BC3_1- BC3_2	1466,20	1325,00	101	5539,60	141,20	300	1,43
BC3_2-R_Arris	1325,00	1248,23	101	10024,90	76,77	300	1,43

La source : CTH de la Wilaya de Batna.

❖ 1098,37\* : la cote piézométrique au point du piquage.

Le schéma suivant montre le tracé choisi par le BET AGC :



**Figure I.6 :** Le tracé de l'adduction existante vers la ville d'Arris à partir du couloir N°1.

- Le tracé en rouge est pour la partie refoulement.
- Le tracé en bleu pour la partie gravitaire.

L'étude qu'a fait le BET AGC du côté technique et bien justifié, mais du côté économique on remarque qu'une longueur de 58667 m est très longue par rapport aux autres choix, en plus de la longue distance le tracé suit la route qui est dans la majorité de sa longueur est étroite ce qui rend les travaux d'entretien très difficiles, et la possibilité de réaliser un autre projet sera difficile.

D'un autre coté le BET AGC n'a pas profité les points de piquage où la pression est plus importante.

Et pour ces raisons on va étudier d'autres variantes pour but d'arriver à une étude plus adéquate surtout du côté économique.

**Conclusion :**

Ce chapitre nous a permis de prendre connaissance de la situation globale de la zone d'étude, sur le transfert global et sur l'adduction existante, il nous servira de base pour le calcul des besoins en eau de la commune d'Arris ainsi les difficultés du système d'alimentation en eau potable.

*Chapitre -II-*

**ESTIMATION DES BESOINS EN EAU**

## Introduction :

Dans ce chapitre, on va déterminer les besoins en eau potable nécessaires et suffisants pour l'agglomération concernée par le projet, l'estimation de la quantité d'eau nécessaire dépend du développement démographique, du mode de vie de la population et des infrastructures existantes, et cela pour l'horizon de 2040.

## Evolution de la population :

Il est indispensable d'effectuer une étude démographique pour cerner l'évolution de l'agglomération en se basant sur les résultats des recensements officiels, des enquêtes réalisées in situ, des résultats et recommandations des études du plan directeur d'aménagements urbain.

L'étude de l'évolution de la population des agglomérations est basée sur les statistiques des recensements nationaux.

D'après le dernier recensement de 2008 la population d'Arris est de 30972 habitants, et puisque le taux d'accroissement n'est pas disponible on va baser sur le rapport fourni par l'ANBT, et on calcule la population à l'horizon désiré par la formule des intérêts des composées :

$$P_n = P_o (1+\tau)^n \dots\dots\dots (II-1)$$

Avec:  $P_n$ : population à l'horizon désiré ;

$P_o$  : population en 2008 ;

$\tau$  : taux d'accroissement ;

$n$  : nombre d'années entre l'année 2008 et l'horizons de calcul.

L'examen des deux recensements antérieurs effectués en Algérie, montre que le taux global d'accroissement de la population de la wilaya de Batna de 1987 à 1998 est de 2,3 %, celui-ci est de 2,7 % dans la ville de Batna. Le taux d'accroissement moyen des centres concernés par le projet du transfert est de 2,8 % pendant la même période. Nous admettons que le taux d'accroissement moyen de la population des centres concernés par le projet dans la wilaya de Batna est de 2,4 % entre 1998 et 2010, 2,0 % entre 2010 et 2020 et 1,9 % entre 2020 et 2040.

Ceci est motivé par une baisse progressive du taux d'accroissement observée ces dernières décennies sur l'ensemble du territoire Algérien qui s'explique par l'amélioration du niveau de vie de la population et une prise de conscience quant à l'avantage du planning familial.

**Tableau II-1 :** Evaluation de la population aux différents horizons.

L'agglomération	Nombre de populations				
	En 2008	En 2010	A l'horizon de 2020	A l'horizon de 2030	A l'horizon de 2040
		$\tau = 2,4\%$	$\tau = 2,0\%$	$\tau = 1,9\%$	$\tau = 1,9\%$
Arris	30972	32477	39590	47789	57686

### La consommation et ces différents types :

La consommation d'eau varie en fonction du type de consommateur. Avant tout projet d'alimentation en eau, il nous est nécessaire de procéder à un recensement de toutes les catégories de consommateurs rencontrés au niveau d'une agglomération, où on distingue :

- Les besoins domestiques ;
- Les besoins scolaires ;
- Les besoins administratifs l'artisanat et les petites industries ;
- Les besoins des grandes industries ;
- Les besoins d'incendie.

La consommation moyenne journalière définie comme étant le produit de la dotation moyenne journalière par le nombre de consommateurs, où la dotation est la quantité d'eau moyenne consommée par un habitant et par jour et qu'elle dépend de la disponibilité des ressources en eau.

### Les besoins domestiques :

L'estimation des besoins domestiques en eau potable dépend de l'accroissement démographique et de l'amélioration du niveau de vie. La dotation théorique arrêtée pour la ville d'Arris est de 150 l/hab/j (la source : le PDAU d'Arris)

$$Q_{\text{moy},j} = \text{Dot} * N_i \dots \dots \dots (\text{II-2})$$

Avec :

$Q_{\text{moy},j}$  : consommation moyenne journalière d'eau potable en ( $\text{m}^3/\text{j}$ ) ;

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

$N_i$  : nombre d'usagers.

Il est donc nécessairement utile d'évaluer ces besoins pour les habitants à cet horizon pour un dimensionnement adéquat du système d'alimentation en eau potable.

$$Q_{\text{moy},j} = \frac{57686 \cdot 150}{1000} = 8652,9 \text{ m}^3/\text{j}.$$

### **Les besoins moyens en eau pour les établissements scolaires :**

On a comme établissements scolaires 13 primaires (2465 élèves), 4 SEM (2720 élèves), un lycée et un Technicum avec 1322 élèves, et un centre de formation professionnelle avec une capacité de 253 stagiaires (la source : le PDAU).

L'ANBT a estimé une dotation moyenne de 10 l/élève/j.

$$\text{Donc } Q_{\text{moy},j} = \frac{6760 \cdot 10}{1000} = 67,6 \text{ m}^3/\text{j}.$$

### **Les besoins administratifs l'artisanat et les petites industries :**

Ils sont traités comme majoration des besoins moyens domestiques, liés directement à l'importance de la population agglomérée, et cela à cause du manque de données précises.

L'estimation du coefficient de majoration pour une agglomération de 80000 habitants est 27% et pour une population de 35000 est 20%, donc par calcul de proportionnalité on trouve l'estimation du coefficient de majoration proche de 23,5% pour notre population qui est de 57686 habitants.

Donc comme résultat de consommation :  $Q_{\text{moy},j} = 0,235 \cdot 8652,9 = 2033,43 \text{ m}^3/\text{j}.$

### **Les besoins des grandes industries :**

Les résultats de l'enquête sur le terrain montrent que la majorité des industries disposent de leurs propres moyens d'alimentation en eau (forages, puits ...), ce qui explique les volumes facturés relativement faibles lors des dernières années. Il est noté également une baisse significative de la consommation d'une année à l'autre qui s'explique par la volonté des industriels de s'équiper de moyens autonomes d'approvisionnement en eau, étant donné les restrictions au niveau du réseau publique.

L'ANBT a estimé une majoration de 5% de la consommation domestique.

Résulte que :  $Q_{\text{moy,j}} = 0,05 * 8652,9 = 432,65 \text{ m}^3/\text{j}$ .

### Les besoins en eau pour l'incendie :

Sont fixés avec un débit minimum concentré de 17 l/s (61,2 m<sup>3</sup>/h) pendant deux heures par jour, ce qui exige un volume de 120 m<sup>3</sup> dans le réservoir d'alimentation.

Les pertes d'eau dans le réseau de distribution sont loin d'être négligeables. Le but actuel planifié par l'état est de réduire les pertes jusqu'à 25% de la consommation moyenne journalière.

Les besoins moyens totaux sont récapitulés dans le tableau II-2.

Tableau II-2: Estimation des Besoins moyens totaux en eau pour l'horizon 2040.

commune	Besoins domestiques (m <sup>3</sup> /j)	Besoins scolaires (m <sup>3</sup> /j)	Besoins administratifs (m <sup>3</sup> /j)	besoins des grandes industries (m <sup>3</sup> /j)	Besoins d'incendie (m <sup>3</sup> /j)	Consomm moy journal (m <sup>3</sup> /j)	Pertes dans le réseau (m <sup>3</sup> /j)	Total (m <sup>3</sup> /j)
Arris	8652,9	67,6	2033,43	432,65	120	11306,58	2826,645	14133,225

Le bilan hydrique ne tenant compte que le barrage de K.Medaouar comme source d'eau, les puits et les sources ne seront pas pris en compte, étant donné leur vulnérabilité face au déficit pluviométrique qui caractérise la région, d'autant plus que les gestionnaires des réseaux d'eau potable et les services techniques des communes (DRE, APC, EPBAT...) confirment que ces points d'eau sont systématiquement asséchés pendant la saison estivale. Cette vulnérabilité est caractérisée par une baisse conséquente du niveau de la nappe et le tarissement des sources.

### Variations de la consommation journalière :

Durant l'année la consommation d'eau n'est pas la même, varie d'une saison à l'autre et d'un jour à l'autre en présentant des maximums et des minimums. Les ouvrages de traitement et d'adduction d'eau et stations de pompes doivent être dimensionnés pour pouvoir satisfaire la demande journalière maximale de l'échéance finale du projet.

La variation de la consommation est caractérisée par des coefficients d'irrégularité  $k_{\max,j}$  et  $k_{\min,j}$ .

### Coefficient maximale journalière :

C'est un coefficient d'irrégularité de consommation journalière maximale ( $K_{\max,j}$ ) qui est le rapport de la consommation maximale journalière à la consommation moyenne journalière.

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

Ce coefficient varie entre 1,1 et 1,3 , on le fixe à 1,2 , il nous permet de savoir de combien de fois le débit maximum journalier dépasse le débit moyen journalier.

### Coefficient minimal journalier :

C'est un coefficient d'irrégularité de la consommation minimale journalière ( $K_{\min,j}$ ) est déterminé comme étant le rapport de la consommation minimale journalière et la consommation moyenne journalière.

$$Q_{\min,j} = k_{\min,j} * Q_{\text{moy},j} \dots \dots \dots (II-4)$$

Il nous indique de combien de fois la consommation minimale journalière est inférieure à la consommation moyenne journalière. Il varie de 0,7 à 0,9 , on prend  $k_{\min,j}=0,8$ .

Les variations de consommation sont représentées dans le tableau II-3.

**Tableau II-3** : les consommations moyennes, maximales et minimales journalières

L'agglomération	$Q_{\text{moy},j}(\text{m}^3/\text{j})$	$k_{\max,j}$	$Q_{\max,j}(\text{m}^3/\text{j})$	$k_{\min,j}$	$Q_{\min,j}(\text{m}^3/\text{j})$
Arris	14133,225	1,2	16935,87	0,8	11306,58

### Conclusion :

Il a été constaté qu'il en résulte un déficit en eau potable entre la consommation maximale évaluée en 2040 et les ressources disponibles, et parce que les ressources sont systématiquement réduites pendant la saison estivale, le déficit devient égal à la consommation maximale qui est de  $16935,87 \text{ m}^3/\text{j}$  ( $6185826,518 \text{ m}^3/\text{an} \approx 6,1858 \text{ Mm}^3/\text{an}$ ).

*Chapitre -III-*

**L'ADDUCTION D'EAU POTABLE PROJETEE**

## **Introduction :**

L'acheminement de l'eau de la conduite principale (couloir 1) à Arris nécessite l'étude d'un projet d'adduction, et vue aux reliefs accidentés l'adduction sera mixte.

Tout projet d'adduction demande l'étude du choix de tracé le plus économique. Dans notre projet, nous nous intéressons beaucoup plus sur l'étude technique qui est dans certains cas prime sur l'étude économique.

## **1 Types d'adduction :**

Les adductions soient en refoulement, soient gravitaire, soient mixte ceci en fonction du relief.

- L'adduction gravitaire, 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.
- L'adduction par refoulement, c'est celle où l'écoulement se fait sous pression à l'aide des 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.
- L'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.

Tout projet d'adduction demande :

- L'étude du choix de tracé des conduites et du matériau.
- Le choix du nombre de lignes en parallèle.
- La détermination des diamètres des conduites.

## **2 Principe du choix du tracé :**

L'emplacement du ou des réservoirs étant fixé, il est nécessaire de prévoir un tracé pour le réseau. Le tracé choisi doit :

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

-Entrainer des dépenses aussi faibles que possible de construction en évitant les points hauts sur le refoulement (construction de cheminée d'équilibre).

-Le choix d'un tracé en bordure des routes et chemins présente un certain nombre d'avantages :

- Travaux de terrassement et approvisionnement des tuyaux souvent moins onéreux.
- Accès facile aux regards contenant des appareils de robinetterie.

-On essaye toujours d'éviter les contres pentes qui donnent des cantonnements d'air, de plus, en période d'arrêt de pompe, il y peut avoir une cavitation entraînant une rupture de la veine liquide pouvant occasionner des éclatements de canalisation.

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

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

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

### **3 Choix du matériau de la conduite :**

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

#### **3.1 Sur le plan technique cette faisabilité dépend de plusieurs exigences telles que :**

- Les pressions de service et les pressions maximales, voire aussi les dépressions.
- La qualité des revêtements intérieurs et extérieurs.
  - Pour le revêtement intérieur, il s'agit de vérifier qu'il permet de transporter l'eau, dans des conditions sanitaires répondant aux normes de potabilité.
  - Pour le revêtement extérieur, il s'agit là de vérifier qu'il protège le tuyau contre les agressions extérieures, principalement les attaques chimiques et électrochimiques, source de corrosion.

- Les charges statiques et dynamiques dues au poids des terres et aux trafics usuels peuvent, suivant les cas, être importants. Il est donc nécessaire d'y prêter attention et de le préciser lors de la demande.
- Bonne étanchéité.
- La situation de la nouvelle conduite joue un rôle important dans le choix. La situation géographique, ainsi que la situation sur le réseau peuvent influencer le choix du matériau employé.
- La méthode de pose parfois imposée, peut également être prédominante sur le choix du matériau.
- Facilité d'entretien et de mise en service.

### **3.2 Sur le plan économique cette faisabilité dépend essentiellement :**

- Le cout du transport, du levage, du montage etc. qui peuvent être différent d'un matériau à l'autre.
- L'outillage et la logistique nécessaire au chantier.
- Les frais de creuse et de remblayage qui peuvent également être différent en fonction du choix du tuyau (diamètre extérieur, technique de pose, niche, etc.)
- De leur disponibilité sur le marché local.

Puis viennent également les frais d'exploitation et d'entretien qui seront supportés pendant toute la durée de vie de la conduite, les frais d'une éventuelle réparation et l'importance de ces frais, imputables à la corrosion, à la stabilité du terrain ou encore aux travaux des autres services publics doit être prise en considération. Un tuyau qui éclate implique en général plus de frais qu'une fuite due à un trou sur une conduite.

## **4 Les matériaux susceptibles d'être utilisés pour les conduites d'AEP: [3]**

### **4.1 La Fonte :**

La fonte est un matériau qui est plus adaptée à l'établissement des conduites enterrées pouvant transporter l'eau propre, l'eau usée et certains produits chimiques, les tuyaux en fonte sont très lourds, rigides et solides, ils peuvent supporter une importante charge externe, mais généralement elles ont une mauvaise résistance à la flexion et au chocs.

Les diamètres nominaux rencontrés sont : 60-80-100-200-250-300-350-400-450-500-600-700-800-900-1000-1200mm.

Les pertes de charge sont faibles à l'état neuf, les classes de la pression standard sont de 4 à 25 bars extensibles à 32 bars.

Les joints sont habituellement à cloche, avec une bonne tolérance pour la déflexion, ce qui permet de réduire le nombre de coudes pour les grands rayons de courbure.

Les liaisons aux pièces spéciales sont parfois à joints cloches, plus souvent à brides.

En cas de vide intérieur en régime transitoire, il y a risque d'aspiration des joints pouvant nécessiter des réparations coûteuses.

#### **4.2 L'acier :**

L'acier utilisé dans la fabrication des conduites et raccords est de l'acier doux soudable.

Les tubes sans soudures sont fournis en longueurs courantes de fabrication soit de 6m à 7.5m, soit de 7.5m à 16m, les épaisseurs sont variables de 3 à 8mm pour les tubes étirés sans soudure et pour les diamètres compris entre 40 et 350 mm, les conduites sont essayés en usine à des pressions de 60 bars pour les diamètres compris entre 40 et 150mm, 50 bars entre 175 et 275mm et 40 bars entre 300 et 400mm.

Les tubes soudés sont livrés en longueurs fixes comprise entre 6 et 14 m, leur épaisseur varie de 5 à 9 mm pour les diamètres de 350 mm à 1000 mm.

Les conduites en acier sont utilisés surtout pour terrain accidenté, montagneux, de dépression marécageux à condition d'être bien protégés, ils résistent bien aux efforts extérieurs et intérieurs, ils sont flexibles, le seul inconvénient c'est la corrosion.

L'acier sur le point du manque de pièces présente un avantage certain puisque, à partir de coudes à 90° par exemple on peut tailler sur place tous les coudes intermédiaires, ainsi permettre l'avancement du chantier en attendant l'arrivée des pièces normalisées.

En citant que l'acier nécessite une protection cathodique rigoureuse et exige un personnel qualifié pour sa pose et présente une faible résistance à la corrosion des sols agressifs.

#### **4.3 L'Amiante ciment :**

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

#### **4.4 Polyéthylène de haute densité PEHD :**

Les conduites en PEHD sont disponibles en tourets pour les diamètres extérieurs jusqu'à 110 mm.

Pour les diamètres supérieurs, les tubes sont en longueurs de 6 ou 12 ml dont ils ont une bonne flexibilité, du faible nombre de raccordements, insensible à la corrosion, une tendance à s'écraser légèrement sous leurs propre poids pendant l'entreposage, surtout si plusieurs épaisseurs sont superposées.

Les classes de pression standard sont de 10 à 16 bars pour les diamètres allant de 20 à 63mm. Des fabricants en Algérie proposent des tubes en PEHD 20 bars pour une gamme de diamètre allant de 90 à 500mm.

Les raccordements se font par joints mécaniques ou par électro soudage pour les diamètres allant de 20 à 63mm utilisés couramment pour les branchements. Pour les diamètres supérieurs, les raccordements se font par électro soudage ou par soudage bout à bout (appelé soudage au miroir).

Sur le plan financier, les conduites PEHD offrent un réel avantage comparativement aux autres matériaux pour les diamètres inférieurs à 500 mm. Au-delà de ce diamètre, la fonte est moins chère.

#### **4.5 Le PRV (polyester renforcé de fibre de verre) :**

Les conduites en polyester renforcé en fibre de verre est une technique assez ancienne (50ans) qui a surtout été employée en industrie pour des conduites de petit diamètre non enterrées transportant des fluides corrosifs, et depuis nombreuses années les constructeurs proposent des conduites de grands diamètres et de fortes pressions, ce matériau est surtout utilisé pour l'assainissement.

Les entreprises sont réticentes à l'idée d'utiliser le PRV pour les adductions, de plus le problème des conduites en PRV reste actuellement la résistance à la pression au niveau des éléments de jonction. Si les conduites peuvent supporter jusqu'à 32 bars, les coudes et les manchons sont moins résistants et les procédés de verrouillage sont très onéreux.

L'avantage de ces matériaux réside dans sa légèreté et sa résistance aux agressions chimiques par contre sa rigidité est trop faible pour pouvoir reprendre les contraintes liées au remblai.

Remarque : Le choix des différentes conduites se fait en fonction de :

-Diamètre.

- Pressions supportées.
- Les conditions d'installation.
- Les revêtements.
- La disponibilité.
- Du prix unitaire.
- Du type de sol.

**5 Calcul hydraulique (Méthode de calcul) :**

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

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

-Formule de Bresse :  $D_{ec} = 1,5 \sqrt{Q}$  ..... (III-1)

-Formule de Bonnin :  $D_{ec} = \sqrt{Q}$  ..... (III-2)

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

Q: débit à élever en (m<sup>3</sup>/s).

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

- Hauteur manométrique totale :

La hauteur manométrique totale sera calculée de la manière suivante :

$$H_{mt} = H_{g\acute{e}om} + \sum \Delta H \text{ ..... (III-3)}$$

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

$\sum \Delta H$  : la somme des pertes de charge linéaires et singulières (m).

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

$$\sum \Delta H = 1,10 * \Delta H_l \text{ ..... (III-4)}$$

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

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

$$\Delta H_l = J * L = \lambda \frac{L V^2}{D 2g} \text{ ..... (III-5)}$$

Ou bien tenant compte du débit

$$\Delta H_l = \frac{8\lambda L}{\Pi^2 D^5} \frac{Q^2}{g} \dots\dots\dots (III-6)$$

- J : gradient hydraulique en (m/m) ;
- V: vitesse moyenne d'écoulement en (m/s) ;
- D : diamètre de la conduite (m) ;
- L : la longueur de la conduite (m) ;
- g : l'accélération de la pesanteur 9,81 (m/s<sup>2</sup>) ;
- λ : coefficient de frottement ;

- Le coefficient de frottement λ est donné par les formules :

- De Nikuradsé  $\lambda = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \dots\dots\dots (III-7)$

- De Colebrook  $\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \times \log\left(\frac{\varepsilon}{3,7 \times D} + \frac{2,51}{R_e \times \sqrt{\lambda}}\right) \dots\dots\dots (III-8)$

- ε : la rugosité de la paroi de la conduite (mm) ;
- Re : nombre de Reynolds.

- La puissance de pompage :

$$P = \frac{\rho^* g^* Q^* Hmt}{\eta} \dots\dots\dots (III-9)$$

- Avec : η: 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>).

- Energie consommée par la pompe :

$$E = P * t * 365,25 \dots\dots\dots (III-10)$$

- E : L'énergie consommée pendant une année (Kwh) ;
- P : Puissance de pompage (Kw) ;
- t : Temps de pompage par jour (h).

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

$$F_{\text{exploit}} = \delta * E \dots\dots\dots (III-11)$$

F<sub>exploit</sub> : Dépense annuelles d'énergie (DA) ;

E : Energie consommée par année (Kwh) ;

$\delta$  : Prix du Kwh, varie trois fois par jour (voir le tableau III -1)

**Tableau III -1** : 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

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

$$\delta = \frac{1,615 * 11 + 0,853 * 9}{20} = 1,2721 \text{ DA} \dots \dots \dots \text{(III-12)}$$

- Frais d'amortissement :

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

$$F_{am} = P_{rc} * A \text{ (DA)} \dots \dots \dots \text{(III-13)}$$

Avec :

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

A: Amortissement annuel. Il est donné par la formule suivante: [1]

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \dots \dots \dots \text{(III-14)}$$

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

n: nombre d'années d'amortissement, n = 30ans.

$$A = \frac{0,08}{(0,08+1)^{30} - 1} + 0,08 = 0,089 = 8,9 \%$$

**Remarque :**

Le calcul des couts ce fait pour l'ensemble des diamètres afin de déterminer le diamètre économique.

**5.2 Cas gravitaire (calcul des diamètres avantageux) :**

Le calcul se fait avec la formule Darcy-Weisbakh :

$$\Delta Hd = \frac{K' * L * Q^\beta}{D_{av}^m} \dots\dots\dots (III-15)$$

$$\Delta H_d = C_{RT} - C_{RA} \dots\dots\dots (III-16)$$

- $\Delta H_d$  : Charge disponible totale (m) ;
- $K'$  : Coefficient de perte de charge ;
- $L$  : La longueur de la conduite gravitaire (m) ;
- $Q$  : Débit demandé (m<sup>3</sup>/s) ;
- $D_{av}$  : Diamètre avantageux de la conduite qui sera calculé (m) ;
- $\beta$  : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;
- $m$  : Exposant tenant compte du type du matériau ;
- $C_{RT}$  : la côte du radier du réservoir tampon ;
- $C_{RA}$  : la côte du trop-plein.

Selon le type de matériau les coefficients  $K'$ ,  $m$  et  $\beta$  sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau III -2:** Coefficients  $K'$ ,  $m$ ,  $\beta$ , pour des conduites en fonte.

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

### 6 Proposition des variantes :

On propose trois variantes et après un calcul préliminaire on va choisir la plus économique, sachant que le côté technique doit être bien vérifié.

A partir les tableaux suivants on fait une petite comparaison entre la fonte et le PEHD et on tire le plus économique.

**Tableau III -3:** Les prix d'un mètre linéaire des différents diamètres des conduites en fonte.

Diamètre en (mm)	Prix en (DA)
300	13569,655
350	14873,353

400	16401,066
450	17580,321
500	19673,665
600	25114,958
700	30555,052

**Tableau III -4:** Prix unitaires des différents diamètres des conduites en PEHD.

Diamètre (mm)	Epaisseur (mm)	Pression	Prix HT (DA)	Prix TTC (DA)
315	35,2	20 Bars	8 908,90	10 423,41
400	44,7	20 Bars	14 357,20	16 797,92
500	55,8	20 Bars	21 375,90	25 009,80

**Remarque :**

- On remarque que la différence apparait bien au-delà de 500 (mm).
- Les prix des conduites en fonte tiennent compte la pose de canalisations par contre le PEHD n'est que le prix TTC.
- Le PEHD présenté est de PN20 où la fonte résiste bien à la pression (dépasse 32bars).
- Le diamètre minimal en PEHD qu'on peut utiliser c'est le 400 mm (diamètre extérieur) ce qui nous donne une vitesse de 3,1 (m/s), et avec le même diamètre en fonte la vitesse sera 1,87 (m/s).

De ce qu'il passe on trouve du côté technique ou économique que la fonte est le meilleur choix.

Et pour un calcul préliminaire on va choisir comme diamètre 500 mm, et avec un débit refoulé de 0,2352 m<sup>3</sup>/s on trouve une vitesse de 1,2m/s (les pompes fonctionnent 20 heures/24 heures).

On fait fonctionner les pompes 20h sur 24h principalement pour éviter les quatre heures (de 17:00 à 21:00) où l'énergie électrique coûte 7,267 DA, par contre dans le reste du jour le coût varie de 0,853 et 1,615 DA, et pour que les pompes reposent ce qui assure la longévité.

Le calcul préliminaire nécessite le calcul de la perte de charge par mètre linéaire qui se fait à l'aide de la formule de Darcy-Weisbakh approchée.

Pour notre calcul préliminaire et sachant que la conduite est en fonte, on prend :

$$K' = 0,001735 ; \beta = 2 ; m = 5,2.$$

$$\text{A.N: } \Delta H = \frac{K' * Q^\beta}{D^m} = \frac{0,001735 * 0,2352^2}{0,5^{5,2}} = 0,0035 \text{ m/m} = 3,5 \text{ m/km.}$$

### 6.1 Variante 1:

Le tracé de la conduite d'adduction longera la route allant de la route nationale n°88 vers la commune d'Arris en passant par le groupement de Médina. Le système commence à partir d'un raccordement sur la conduite principale du couloir 2 à l'aval du réservoir de mise en charge projeté RMC. Ce raccordement sera effectué au niveau du point kilométrique PK 13,3 km et à la côte TN 989,7 m NGA.

La cote piézométrique au point de piquage est de 1099 m où la pression est de 107 m.c.e (tirée du profil en long de la conduite principale du couloir 2), permettant ainsi un écoulement influencé par la charge au point de piquage jusqu'à la cote 1069,3 m NGA à une distance de 8485 m, la première station de pompage sera projetée à 1063 m NGA. A partir de cette station de reprise l'eau est refoulée vers un réservoir de mise en charge projeté à la côte 1550 m en passant par deux autres stations de reprise implantées en série, aux cotes 1216 m et 1384 m NGA. A partir du réservoir de mise en charge l'eau sera véhiculée gravitairement vers le réservoir projeté à proximité de la commune d'Arris à une côte de 1280m, et un brise charge doit être implanté.

La conduite est de diamètre 500 mm véhiculera un débit de 235,2 (l/s) avec une perte de charge linéaire de 3,5 (m/km) et une vitesse de 1,2 (m/s). La longueur totale de la conduite d'adduction sera de 50206 ml. Les caractéristiques des trois stations de pompage projetées sont résumées dans le tableau suivant :

**Tableau III-5 :** Stations de pompage projetées (Variante 1).

Stations	Côte de Départ (m)	Côte d'arrivée (m)	Diamètre Conduite (mm)	Débit Nominal (l/s)	Longueur Conduite (m)	P de Charge Unitaire (m.c.e/km)	P de Charge linéaire (m.c.e)	P de Charge singulière (m.c.e)	P de Charge totale (m.c.e)	HMT (m.c.e)	Puissance (Kw)
SP-1	1063,00	1224,00	500,00	235,20	8004,00	3,50	28,01	2,80	30,82	191,82	567,41
SP-2	1216,00	1392,00	500,00	235,20	4923,00	3,50	17,23	1,72	18,95	194,95	576,69
SP-3	1384,00	1558,00	500,00	235,20	5810,00	3,50	20,34	2,03	22,37	196,37	580,88

Pour minimiser le cout d'exploitation on fait fonctionner les pompes de 21:00 à 6:00 h, pour éviter les heures où le prix d'un kw d'énergie électrique est quatre fois le prix de l'énergie dans les heures choisies.

**Tableau III-6 :** les frais d'exploitation des stations de pompage projetées (Variante 1).

Stations	Puissance (K watt)	E 10 <sup>6</sup> (KWh)	F <sub>explo</sub> 10 <sup>6</sup> (DA)
SP-1	567,41	4,145	5,273
SP-2	576,69	4,213	5,359
SP-3	580,88	4,243	5,398

## 6.2 Variante 2:

Le tracé de la conduite d'adduction commence à partir un raccordement sur la conduite principale du couloir 1 à l'amont de la deuxième station de pompage (6°30'28''E, 35°32'27''N) à une cote piézométrique de 1102 m et d'une pression de 87 m.c.e, longera la commune de Timgad (du côté Est) vers le sud jusqu'au point de côte de terrain de 1485 m NGA puis s'oriente vers le Sud-Ouest pour emprunter la route à une altitude de 1730 m NGA et suivant un écoulement gravitaire continue en parallèle avec la route jusqu'à la commune d'Arris.

L'eau sera véhiculée sous l'influence de la charge au point de piquage jusqu'à la côte 1083m à une distance de 5441m du piquage, la première station de reprise sera implantée à 1074m NGA. A partir de cette station l'eau est refoulée vers un réservoir de mise en charge projeté à la côte 1730 m NGA par le biais de trois autres stations de reprise en série, implantées aux cotes 1232 m, 1402 m et 1565 m. A partir du réservoir de mise en charge l'eau est véhiculée gravitairement vers le réservoir projeté à Arris à la cote 1280 m. Deux brise charges sont nécessaires pour briser la pression.

La longueur totale de la conduite d'adduction sera de 41558 ml. Les caractéristiques des quatre stations de pompage projetées sont résumées dans le tableau suivant.

**Tableau III-7 : Stations de pompage projetées (Variante 2).**

Stations	Côte de Départ (m)	Côte d'arrivée (m)	Diamètre Conduite (mm)	Débit Nominal (l/s)	Longueur Conduite (m)	P de Charge Unitaire (m.c.e/km)	P de Charge linéaire (m.c.e)	P de Charge singulière (m.c.e)	P de Charge totale (m.c.e)	HMT (m.c.e)	Puissance (Kw)
SP-1	1074	1240	500	235,2	7465	3,5	26,13	2,61	28,74	194,74	576,06
SP-2	1232	1410	500	235,2	929	3,5	3,25	0,33	3,58	181,58	537,12
SP-3	1402	1573	500	235,2	4749	3,5	16,62	1,66	18,28	189,28	559,92
SP-4	1565	1740	500	235,2	4308	3,5	15,08	1,51	16,59	191,59	566,73

Le tableau suivant nous donne les prix d'exploitation de chaque station de pompage.

**Tableau III-8 : les frais d'exploitation des stations de pompage projetées (Variante 2).**

Stations	Puissance (K watt)	E 10 <sup>6</sup> (KWh)	F <sub>explo</sub> 10 <sup>6</sup> (DA)
SP-1	576,06	4,208	5,353
SP-2	537,12	3,924	4,991
SP-3	559,92	4,090	5,203
SP-4	566,73	4,140	5,266

### 6.3 Variante 3 :

Le système d'adduction commence à partir d'un raccordement sur la conduite principale du couloir 1 à l'aval de la station de pompage SP1-2 à une distance de 100 m, la conduite suivra le tracé de la conduite de gaz existante allant de Batna à Arris au niveau des montagnes en traversant un relief accidenté. Le raccordement sera effectué au niveau du point kilométrique PK 11,335 et à une côte 1085 m NGA. Etant donné que la côte piézométrique au point de piquage est de 1223 m et une pression de 138 m.c.e, l'eau sera véhiculée sous l'influence de la charge au point de piquage jusqu'à la côte 1205 m NGA sur une distance de 5093 m, en laissant une marge de sécurité de 15m, la première station de pompage sera implanter à une côte de 1190 m NGA.

A partir de cette station, l'eau est refoulée vers un réservoir tampon projeté à la cote 1840m par le biais de trois autres stations de pompage implantées en série aux cotes 1352 m NGA, 1511 m NGA, 1678 m NGA. A partir du réservoir tampon l'eau sera véhiculée gravitairement vers le réservoir projeté à Arris à la cote 1280 m NGA à une distance de 6818m.

Deux brises charges sont nécessaires pour rendre les pressions acceptables. La longueur totale de la conduite d'adduction est de 33 388 m. Les caractéristiques des quatre stations de pompage projetées sont résumées dans le tableau suivant.

**Tableau III-9 : Stations de pompage projetées (Variante 3).**

Stations	Côte de Départ (m)	Côte d'arrivée (m)	Diamètre Conduite (mm)	Débit Nominal (l/s)	Longueur Conduite (m)	P de Charge Unitaire (m.c.e/km)	P de Charge linéaire (m.c.e)	P de Charge singulière (m.c.e)	P de Charge totale (m.c.e)	HMT (m.c.e)	Puissance (Kw)
SP-1	1190	1360	500	235,2	2435	3,5	8,52	0,85	9,37	179,37	530,61
SP-2	1352	1519	500	235,2	9171	3,5	32,10	3,21	35,31	202,31	598,45
SP-3	1511	1686	500	235,2	4153	3,5	14,54	1,45	15,99	190,99	564,96
SP-4	1678	1850	500	235,2	5718	3,5	20,01	2,00	22,01	194,01	573,91

Les frais d'exploitation des stations de pompage sont représentés dans le tableau suivant.

**Tableau III-10 : les frais d'exploitation des stations de pompage projetées (Variante 3).**

Stations	Puissance (K watt)	E 10 <sup>6</sup> (KWh)	F <sub>explo</sub> 10 <sup>6</sup> (DA)
SP-1	530,61	3,876	4,931
SP-2	598,45	4,372	5,561
SP-3	564,96	4,127	5,250
SP-4	573,91	4,192	5,333

## 7 Comparaison des variantes :

L'évaluation économique des investissements et de l'énergie, effectuée sur la base des prix unitaires de la fonte, montre que les coûts du système d'adduction par variante sont répartis comme suit :

**Tableau III-11** : Comparaison économique des variantes (DA)

Désignation	Variante 1	Variante 2	Variante 3
Fourniture de tuyaux	$9,877*10^8$	$8,176*10^8$	<b><math>6,569*10^8</math></b>
Stations de pompage	$37,56*10^6$	$48,85*10^6$	<b><math>48,85*10^6</math></b>
Energie d'exploitation	$16,03*10^6$	$20,81*10^6$	<b><math>21,08*10^6</math></b>
TOTAL	$10,41*10^8$	$8,873*10^8$	<b><math>7,268*10^8</math></b>

Après une petite comparaison on trouve que le choix le plus économique est la variante 3.

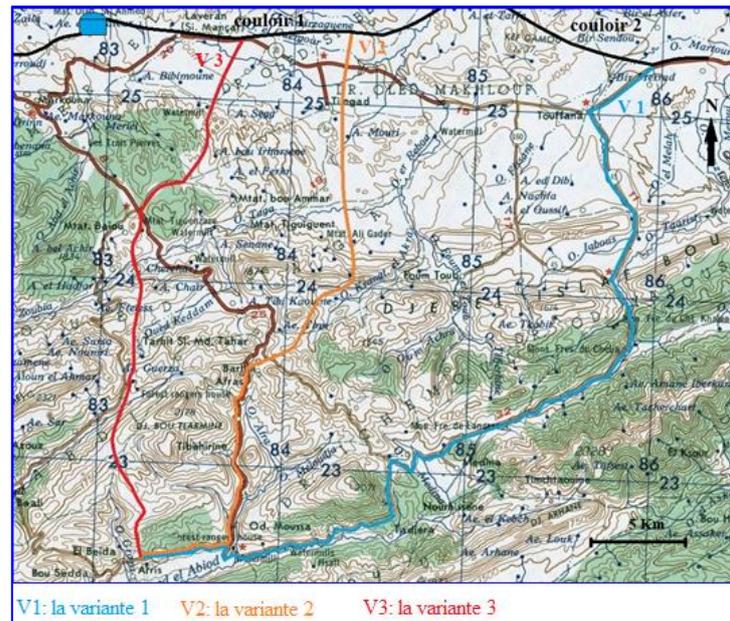
Concernant les variantes 1 et 2 on n'oublie pas de citer la difficulté de travailler dans une situation où la route dans la majorité de sa longueur est étroite, ce qui influe sur la durée du projet et impose un risque dans la période hivernale (l'effet de la gelée).

Par conséquent, nous proposons à ce stade de l'étude de retenir la variante 3, pour le système d'adduction de la commune d'Arris. Cette variante préconise un tracé parallèle à celui de la conduite de gaz de SONELGAZ.

### Remarque :

Les lignes en parallèle sont pour assurer la continuité de pompage lors d'une cassure ou d'un problème dans la conduite, dans notre cas et comme on a cité auparavant, il existe des puits et le problème posé c'est l'insuffisance de ces derniers pendant la période estivale et cela après une période considérable d'exploitation, donc on peut utiliser ces puits lors d'une coupure d'approvisionnement en eau et juste pour le temps nécessaire de la réparation.

La figure ci-dessous représente les trois tracés (variantes) et du couloir 1 et 2.



**Figure III-1** : schéma représentant les trois variantes.

## 8 Calcul hydraulique :

### 8.1 Calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement :

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

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

Dans notre cas, pour le calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement, nous choisissons une gamme de diamètres parmi lesquels nous opterons pour celui qui présentera les frais les moins élevés. L'application de la formule de Bonin nous donne une idée approximative (diamètre calculé) sur les diamètres économiques vus les longueurs importantes des adductions du fait de l'influence des pertes de charge.

$$D = \sqrt{Q} = D = \sqrt{\frac{16935,87}{20 \times 3600}} = \sqrt{0,2352} = 0,485 \text{ m}$$

### Dimensionnement du premier tronçon (le point de piquage Z \_ la première station de pompage SP1) :

Pour des raisons économiques on utilise la fonte (la rugosité de la fonte est de 0,02 mm).

D'un côté on suppose que la première station de pompage va supporter les pertes de charge créées au niveau du premier tronçon (Z-SP1), et par un simple calcul on va trouver la différence des frais d'exploitation avant et après l'ajout des pertes des charge. D'autre côté on calcule les frais d'amortissement de chaque conduite et on compare.

**Tableau III-12 :** Calcul des pertes de charge du tronçon Z-SP1 et la différence d'énergie d'exploitation.

Diamètre (mm)	Q (m <sup>3</sup> /s)	V (m/s)	L (m)	Perte de charge totale $\Delta H_t$ (m.c.e)	H <sub>mt</sub> (avant) (m.c.e)	F <sub>exploi</sub> (avant) 10 <sup>6</sup> (DA)	H <sub>mt</sub> (après) (m.c.e)	F <sub>exploi</sub> (après) 10 <sup>6</sup> (DA)	$\Delta F_{exploi}$ 10 <sup>6</sup> (DA)
300	0,2352	3,33	5093	119,019	226,904	6,237	345,922	9,509	3,272
350	0,2352	2,44	5093	53,546	195,601	5,377	249,147	6,849	1,472
400	0,2352	1,87	5093	26,815	182,820	5,025	209,636	5,763	0,737
450	0,2352	1,48	5093	14,573	176,968	4,865	191,541	5,265	0,401
500	0,2352	1,20	5093	8,448	174,039	4,784	182,487	5,016	0,232
600	0,2352	0,83	5093	3,289	171,573	4,716	174,862	4,807	0,090
700	0,2352	0,61	5093	1,482	170,709	4,693	172,191	4,733	0,041

En basant sur la méthode citée auparavant le calcul les frais d'amortissement de la conduite est résumé dans le tableau suivant :

**Tableau III-13 :** Calcul des frais d'amortissement (tronçon Z-SP1).

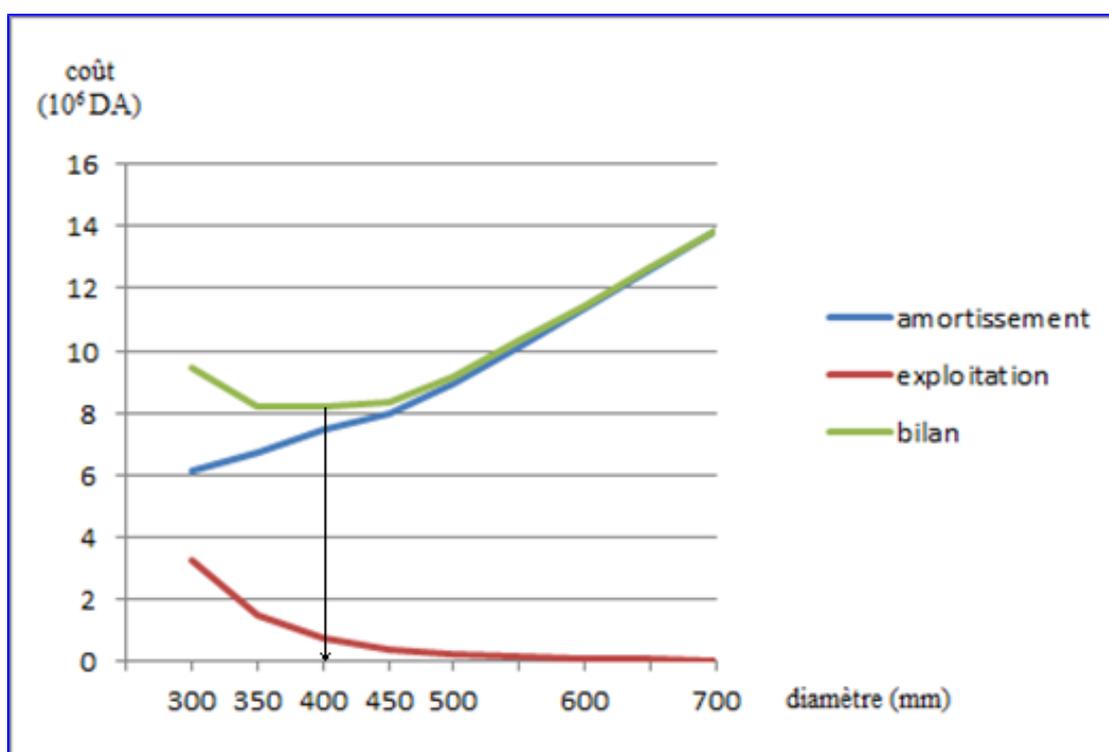
Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	Prix total (DA) 10 <sup>6</sup>	F <sub>amortissement</sub> 10 <sup>6</sup> (DA)
350	14873,35	5093	75,750	6,742
400	16401,07	5093	83,531	7,434
450	17580,32	5093	89,537	7,969
500	19673,67	5093	100,198	8,918
600	25114,96	5093	127,910	11,384
700	30555,05	5093	155,617	13,850

Le tableau suivant englobe les frais d'exploitation et d'investissement et nous donne un bilan pour pouvoir choisir le diamètre le plus économique.

**Tableau III-14 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement.**

Diamètre (mm)	$F_{\text{amortissement}} 10^6(\text{DA})$	$\Delta F_{\text{exploit}} 10^6(\text{DA})$	Bilan ( $10^6 \text{ DA}$ )
300	6,151	3,272	9,422
350	6,742	1,472	8,214
400	7,434	0,737	8,171
450	7,969	0,401	8,369
500	8,918	0,232	9,150
600	11,384	0,090	11,474
700	13,850	0,041	13,891

Une présentation graphique du tableau précédent se fait dans le schéma suivant :

**Figure III-2 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon Z - SP1)**

Et comme résultat on prend la conduite de  $D= 400$ .

#### Dimensionnement du tronçon (SP1 \_ SP2) :

Les calculs hydrauliques sont regroupés dans le tableau suivant en basant sur les formules citées auparavant (la conduite est toujours en fonte).

Le  $\lambda$  sera calculé par la formule de Nikuradsé dans tout ce que suit.

**Tableau III-15** : Calcul de la Hauteur manométrique totale( $H_{mt}$ ) de la station de pompage1.

Diamètre (mm)	V (m/s)	$\lambda$	L (m)	j (m/m)	Perte de charge linéaire $\Delta H(m.c.e)$	Perte de charge totale $\Delta H_t$ (m.c.e)	Hauteur géométrique Hg (m)	$H_{MT}$ (m.c.e)
300	3,33	0,01129	2435	0,02124	51,731	56,904	170	226,904
350	2,44	0,01098	2435	0,00956	23,274	25,601	170	195,601
400	1,87	0,01072	2435	0,00479	11,655	12,820	170	182,820
450	1,48	0,01050	2435	0,00260	6,334	6,968	170	176,968
500	1,20	0,01031	2435	0,00151	3,672	4,039	170	174,039
600	0,83	0,00999	2435	0,00059	1,430	1,573	170	171,573
700	0,61	0,00973	2435	0,00026	0,644	0,709	170	170,709

Les frais d'exploitation de la première station de pompage sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau III-16** : Calcul de frais d'exploitation de la station de pompage1.

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E $10^6$ (KWh)	$F_{\text{explo}}$ $10^6$ (DA)
300	672,93	4,916	6,253
350	580,09	4,238	5,391
400	542,19	3,961	5,038
450	524,83	3,834	4,877
500	516,15	3,770	4,796
600	508,83	3,717	4,728
700	506,27	3,698	4,705

Et de même les frais d'amortissements sont récapitulés dans le tableau III-17 :

**Tableau III-17** : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP1-SP2.

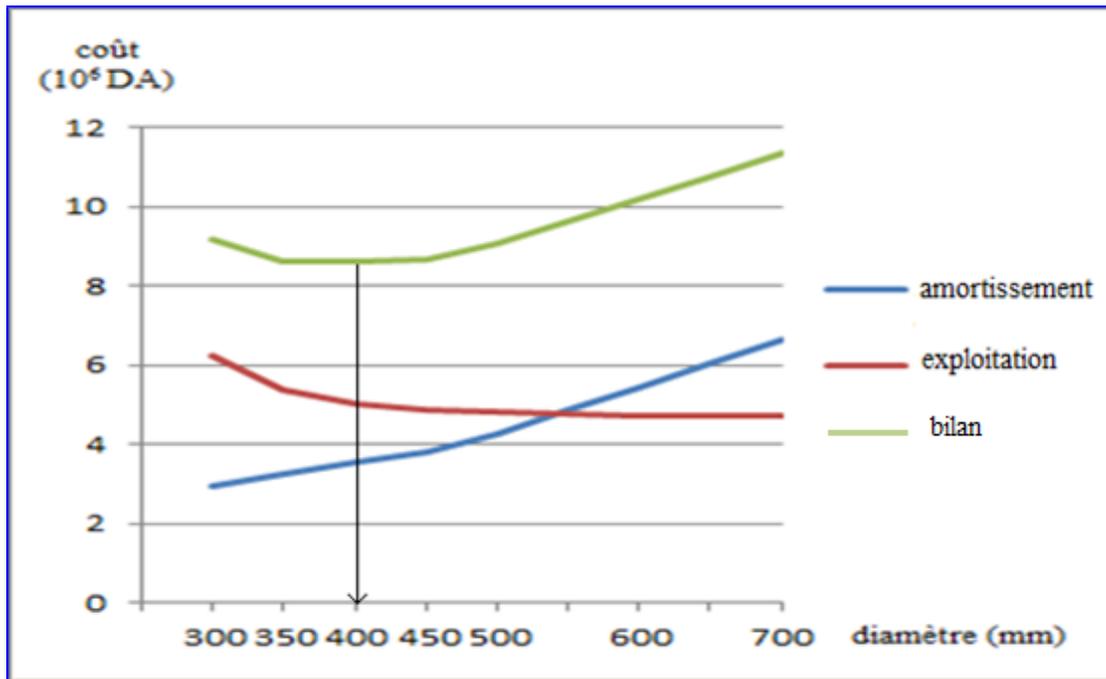
Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	Prix total 10 <sup>6</sup> (DA)	F <sub>amortissement</sub> 10 <sup>6</sup> (DA)
300	13569,655	2435	33,042	2,941
350	14873,353	2435	36,217	3,223
400	16401,066	2435	39,937	3,554
450	17580,321	2435	42,808	3,810
500	19673,665	2435	47,905	4,264
600	25114,958	2435	61,155	5,443
700	30555,052	2435	74,402	6,622

Le tableau suivant résume les deux tableaux au-dessus :

**Tableau III-18 :** Bilan des frais d'exploitation et d'investissement du tronçon SP1-SP2.

Diamètre (mm)	F <sub>investissement</sub> 10 <sup>6</sup> (DA)	F <sub>exploitations</sub> 10 <sup>6</sup> (DA)	Bilan (10 <sup>6</sup> DA)
300	2,941	6,253	9,194
350	3,223	5,391	8,614
400	3,554	5,038	8,593
450	3,810	4,877	8,687
500	4,264	4,796	9,060
600	5,443	4,728	10,171
700	6,622	4,705	11,326

On représente le tableau précédent graphiquement :



**Figure III-3 :** Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon SP1 – SP2).

Nous remarquons que le diamètre économique du tronçon de refoulement (SP1 – SP2) est :  
 $D = 400$  mm avec une vitesse d'écoulement de  $V = 1,87$  m/s.

#### Dimensionnement du tronçon (SP2 \_ SP3) :

Toujours on suit les mêmes procédures, les calculs sont regroupés dans le tableau suivant.

**Tableau III-19 :** Calcul de la Hauteur manométrique totale ( $H_{mt}$ ) de la station de pompage2

Diamètre (mm)	V (m/s)	$\lambda$	L (m)	j (m/m)	Perte de charge linéaire $\Delta H$ (m.c.e)	Perte de charge totale $\Delta H_t$ (m.c.e)	Hauteur géométrique $H_g$ (m)	$H_{MT}$ (m.c.e)
300	3,33	0,01129	9171	0,02124	194,834	214,318	167	381,318
350	2,44	0,01098	9171	0,00956	87,656	96,421	167	263,421
400	1,87	0,01072	9171	0,00479	43,896	48,286	167	215,286
450	1,48	0,01050	9171	0,00260	23,856	26,242	167	193,242
500	1,20	0,01031	9171	0,00151	13,829	15,212	167	182,212
600	0,83	0,00999	9171	0,00059	5,385	5,923	167	172,923
700	0,61	0,00973	9171	0,00026	2,427	2,669	167	169,669

Les frais d'exploitation sont récapitulés dans le tableau III-20 :

**Tableau III-20** : Calcul de frais d'exploitation de la station de pompage2.

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E 10 <sup>6</sup> (KWh)	F <sub>explo</sub> 10 <sup>6</sup> (DA)
300	1127,97	8,240	10,482
350	779,22	5,692	7,241
400	636,84	4,652	5,918
450	571,63	4,176	5,312
500	539,00	3,937	5,009
600	511,52	3,737	4,753
700	501,90	3,666	4,664

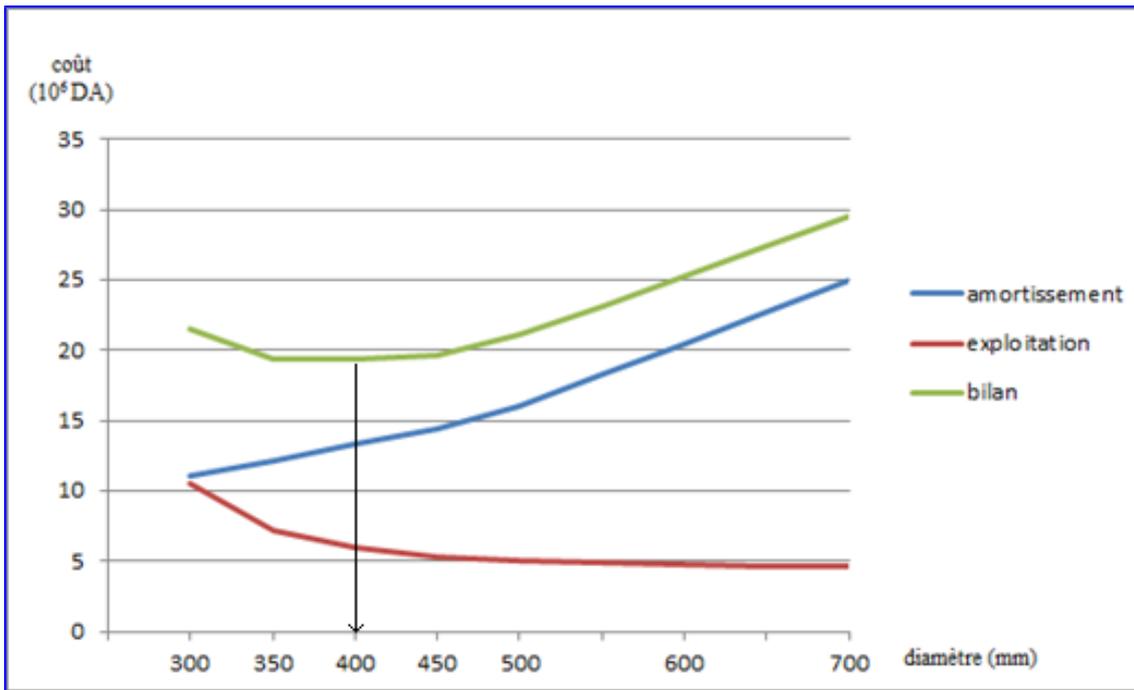
Et de même les frais d'amortissements sont récapitulés dans le tableau III-21 :

**Tableau III-21** : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP2-SP3.

Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	Prix total 10 <sup>6</sup> (DA)	F <sub>amortissement</sub> 10 <sup>6</sup> (DA)
300	13569,655	9171	124,447	11,076
350	14873,353	9171	136,404	12,140
400	16401,066	9171	150,414	13,387
450	17580,321	9171	161,229	14,349
500	19673,665	9171	180,427	16,058
600	25114,958	9171	230,329	20,499
700	30555,052	9171	280,220	24,940

**Tableau III-22** : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement du tronçon SP2-SP3.

Diamètre (mm)	F <sub>investissement</sub> 10 <sup>6</sup> (DA)	F <sub>exploitations</sub> 10 <sup>6</sup> (DA)	Bilan (10 <sup>6</sup> DA)
300	11,076	10,482	21,558
350	12,140	7,241	19,381
400	13,387	5,918	19,305
450	14,349	5,312	19,661
500	16,058	5,009	21,067
600	20,499	4,753	25,253
700	24,940	4,664	29,604



**Figure III-4 :** Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon SP2 – SP3).

Nous remarquons que le diamètre économique du tronçon de refoulement (SP2 – SP3) est :  
 $D = 400$  mm avec une vitesse d'écoulement de  $V = 1,87$  m/s.

#### Dimensionnement du tronçon (SP3 \_ SP4) :

Les calculs sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau III-23 :** Calcul de la Hauteur manométrique totale ( $H_{MT}$ ) de la station de pompage3

Diamètre (mm)	V (m/s)	$\lambda$	L (m)	j (m/m)	Perte de charge linéaire $\Delta H$ (m.c.e)	Perte de charge totale $\Delta H_t$ (m.c.e)	Hauteur géométrique $H_g$ (m)	$H_{MT}$ (m.c.e)
300	3,33	0,01129	4153	0,02124	88,229	97,052	175	272,052
350	2,44	0,01098	4153	0,00956	39,694	43,663	175	218,663
400	1,87	0,01072	4153	0,00479	19,878	21,866	175	196,866
450	1,48	0,01050	4153	0,00260	10,803	11,883	175	186,883
500	1,20	0,01031	4153	0,00151	6,262	6,889	175	181,889
600	0,83	0,00999	4153	0,00059	2,438	2,682	175	177,682
700	0,61	0,00973	4153	0,00026	1,099	1,209	175	176,209

On récapitule le calcul des frais d'exploitation dans le tableau suivant :

**Tableau III-24 :** Calcul de frais d'exploitation de la station de pompage 3.

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E 10 <sup>6</sup> (KWh)	F <sub>explo</sub> 10 <sup>6</sup> (DA)
300	804,75	5,879	7,478
350	646,83	4,725	6,011
400	582,35	4,254	5,412
450	552,82	4,038	5,137
500	538,04	3,930	5,000
600	525,60	3,840	4,884
700	521,24	3,808	4,844

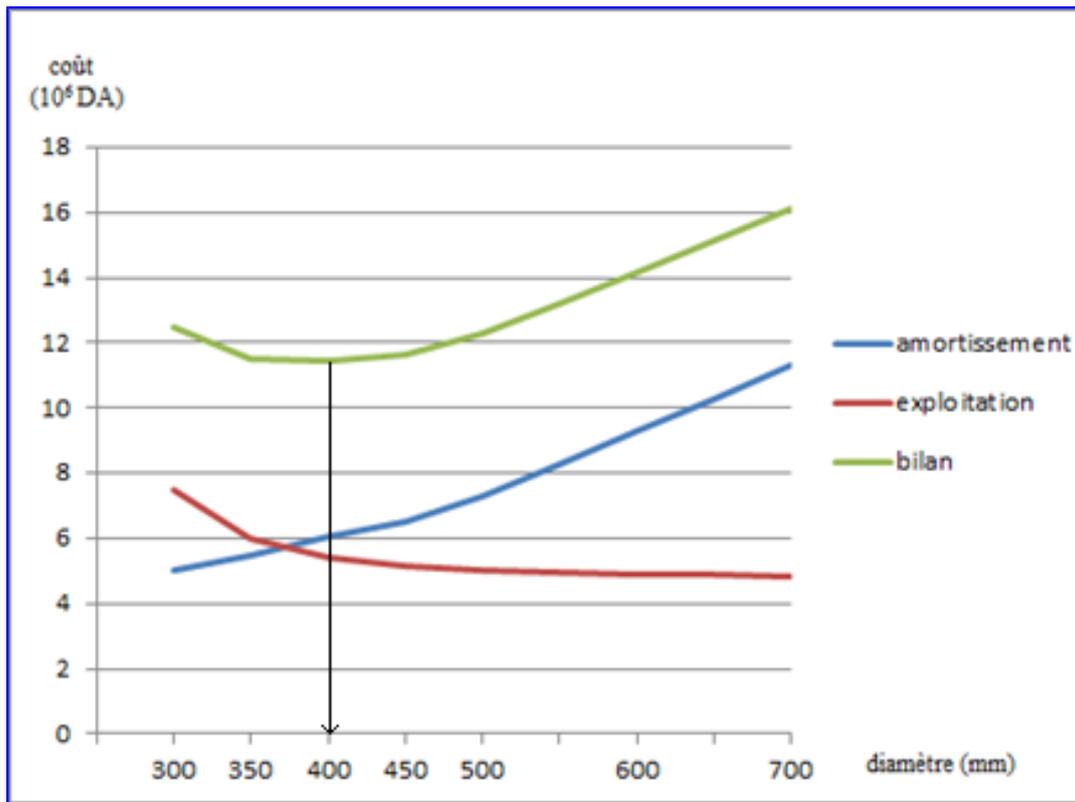
**Tableau III-25 :** Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP3-SP4.

Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	Prix total 10 <sup>6</sup> (DA)	F <sub>amortissement</sub> 10 <sup>6</sup> (DA)
300	13569,655	4153	56,355	5,016
350	14873,353	4153	61,769	5,497
400	16401,066	4153	68,114	6,062
450	17580,321	4153	73,011	6,498
500	19673,665	4153	81,705	7,272
600	25114,958	4153	104,302	9,283
700	30555,052	4153	126,895	11,294

On résume les deux tableaux précédents dans le tableau suivant :

**Tableau III-26 :** Bilan des frais d'exploitation et d'investissement du tronçon SP3-SP4.

Diamètre (mm)	F <sub>investissement</sub> 10 <sup>6</sup> (DA)	F <sub>exploitations</sub> 10 <sup>6</sup> (DA)	Bilan (10 <sup>6</sup> DA)
300	5,016	7,478	12,494
350	5,497	6,011	11,508
400	6,062	5,412	11,474
450	6,498	5,137	11,635
500	7,272	5,000	12,272
600	600	9,283	4,884
700	700	11,294	4,844



**Figure III-5 :** Bilan des frais d’amortissement et d’exploitation (tronçon SP3 – SP4).

Nous remarquons que le diamètre économique du tronçon de refoulement (SP3 – SP4) est : D= 400 mm avec une vitesse d’écoulement de V= 1,87 m/s.

**Dimensionnement du tronçon (SP4 \_ RT) :**

**Tableau III-27 :** Calcul de la Hauteur manométrique totale( $H_{mt}$ ) de la station de pompage4.

Diamètre (mm)	V (m/s)	$\lambda$	L (m)	j (m/m)	Perte de charge linéaire $\Delta H(m.c.e)$	Perte de charge totale $\Delta H_t(m.c.e)$	Hauteur géométrique Hg (m)	$H_{MT}$ (m.c.e)
300	3,33	0,01129	5718	0,02124	121,477	133,624	172	305,624
350	2,44	0,01098	5718	0,00956	54,652	60,117	172	232,117
400	1,87	0,01072	5718	0,00479	27,369	30,106	172	202,106
450	1,48	0,01050	5718	0,00260	14,874	16,362	172	188,362
500	1,20	0,01031	5718	0,00151	8,622	9,484	172	181,484
600	0,83	0,00999	5718	0,00059	3,357	3,693	172	175,693
700	0,61	0,00973	5718	0,00026	1,513	1,664	172	173,664

**Tableau III-28** : Calcul de frais d'exploitation de la station de pompage4.

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E 10 <sup>6</sup> (KWh)	F <sub>explo</sub> 10 <sup>6</sup> (DA)
300	904,06	6,604	8,401
350	686,62	5,016	6,381
400	597,85	4,367	5,556
450	557,19	4,070	5,178
500	536,85	3,922	4,989
600	519,72	3,797	4,830
700	513,71	3,753	4,774

**Tableau III-29** : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP4-RT.

Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	Prix total 10 <sup>6</sup> (DA)	F <sub>amortissement</sub> 10 <sup>6</sup> (DA)
300	13569,655	5718	77,591	6,906
350	14873,353	5718	85,046	7,569
400	16401,066	5718	93,781	8,347
450	17580,321	5718	100,524	8,947
500	19673,665	5718	112,494	10,012
600	25114,958	5718	143,607	12,781
700	30555,052	5718	174,714	15,550

Les deux tableaux d'exploitation et d'amortissement sont récapitulés dans le tableau III-30 :

**Tableau III-30** : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement du tronçon SP4-RT.

Diamètre (mm)	F <sub>investissement</sub> 10 <sup>6</sup> (DA)	F <sub>exploitations</sub> 10 <sup>6</sup> (DA)	Bilan (10 <sup>6</sup> DA)
300	6,906	8,401	15,307
350	7,569	6,381	13,950
400	8,347	5,556	13,902
450	8,947	5,178	14,124
500	10,012	4,989	15,001
600	12,781	4,830	17,611
700	15,550	4,774	20,323

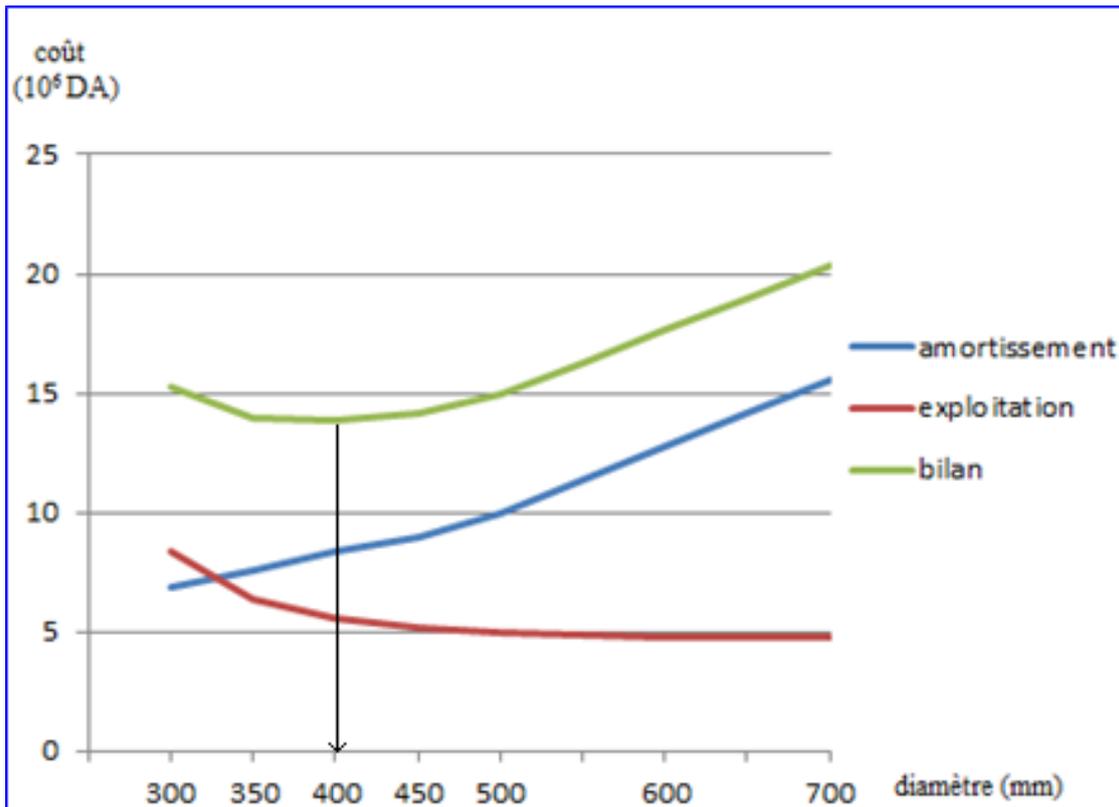


Figure III-6 : Bilan des frais d’amortissement et d’exploitation (tronçon SP4 – RT).

Nous remarquons que le diamètre économique du tronçon de refoulement (SP4 – RT) est : D= 400 mm avec une vitesse d’écoulement de V= 1,87 m/s.

**Partie gravitaire :**

Calculant la charge disponible ΔH<sub>d</sub> entre le réservoir Tampon du volume 1000 m<sup>3</sup> et le réservoir d’alimentation de la ville d’Arris du volume 3000 m<sup>3</sup>, et basant sur la formule

$$\Delta Hd = \frac{K' * L * Q^\beta}{D_{av}^m} \text{ ontire : } D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L * (Q_{max,j}/21)^\beta}{\Delta Hd}}$$

$$\Delta H_d = C_{RT} - C_{RA} = 1840 - 1280 = 560 \text{ m.}$$

$$D_{av} = \sqrt[5,2]{\frac{0,001735 * 6818 * (0,224)^2}{560}} = 267,87 \text{ mm}$$

Si on normalise à 300 mm, on remarque que le diamètre obtenu est petit et qui nous donne une grande vitesse (3,17m/s).

On augmente le diamètre à 350 mm pour réduire la vitesse et réduire ainsi l’ampleur du coup de bélier.

Pour briser la charge on utilise des réducteurs de pression qui sont moins cher que les réservoirs brise charge, en plus sont réglables et durable.

On évite que la pression dépasse les 15 bars, et à chaque fois que la pression s'augmente on la réduit par un réducteur de pression (réglable) de 4 à 5 bars en utilisant la série 700 Model 720 (voir l'annexe V).

**Le tronçon RT – S :**

On place un réducteur de pression au niveau du point S (à une côte de 1700 m NGA et à une distance de 2879 m), la pression à l'amont du réducteur sera :

$$C^p_{am,S} = C_{RT} - \Delta H_{RT-S} \dots\dots\dots (III-18)$$

$C^p_{am,S}$  : la côte piézométrique à l'amont du réducteur (le point S) ;

$C_{RT}$  : la côte du radier du réservoir tampon ;

$\Delta H_{RT-S}$  : la perte de charge totale le long de la conduite.

$$\Delta H_{RT-S} = 1,10 * \lambda \frac{L V^2}{D 2g} = 1,10 * 0,01098 * \frac{2879}{0,35} * \frac{2,33^2}{2g} = 27,49 \text{ m}$$

$$C^p_{am,S} = C_{RT} - \Delta H_{RT-S} = 1840 - 27,49 = 1812,51 \text{ m.}$$

$$C^p_{av,S} = C^p_{am,S} - P_r = 1812,51 - 40 = 1772,51 \text{ m.}$$

$$P_{am,S} = C^p_{am,S} - C^t_S = 1812,51 - 1700 = 112,51 \text{ m} = 11,251 \text{ bars.}$$

$$P_{av,S} = C^p_{av,S} - C^t_S = 1772,51 - 1700 = 72,51 \text{ m} = 7,251 \text{ bars.}$$

$P_{am,S}$  : la pression à l'amont du réducteur ;

$P_{av,S}$  : la pression à l'aval du réducteur ;

$C^t_S$  : la côte de terrain du point S.

$P_r$  : la pression réduite.

**Le tronçon S – N :**

Il s'étale en fonte sur une distance de 1154 m, du point S (de côte 1700 m) au point N (de côte 1660 m).

$$C^p_{am,N} = C^p_{av,S} - \Delta H_{S-N}$$

$$\Delta H_{S-N} = 1,10 * \lambda \frac{L V^2}{D 2g} = 1,10 * 0,01098 * \frac{1154}{0,35} * \frac{2,33^2}{2g} = 11,02 \text{ m.}$$

$$C^p_{am,N} = 1772,51 - 11,02 = 1761,49 \text{ m.}$$

$$C^p_{av,N} = C^p_{am,N} - P_r = 1761,49 - 40 = 1721,49 \text{ m.}$$

$$P_{am,N} = C^p_{am,N} - C^t_N = 1761,49 - 1660 = 101,49 \text{ m} = 10,149 \text{ bars.}$$

$$P_{av,N} = C^p_{av,N} - C^t_N = 1721,49 - 1660 = 61,49 \text{ m} = 6,149 \text{ bars.}$$

**Le tronçon N – I :**

Du point N (1660 m NGA) jusqu'au point I (1600 m NGA) :

$$C_{am,I}^p = C_{av,N}^p - \Delta H_{N-I}$$

$$\Delta H_{N-I} = 1,10 * \lambda \frac{L V^2}{D 2g} = 1,10 * 0,01098 * \frac{769}{0,35} * \frac{2,33^2}{2g} = 7,34 \text{ m.}$$

$$C_{am,I}^p = 1721,49 - 7,34 = 1714,15 \text{ m.}$$

$$C_{av,I}^p = C_{am,I}^p - P_r = 1714,15 - 50 = 1664,15 \text{ m.}$$

$$P_{am,I} = C_{am,I}^p - C_I^t = 1714,15 - 1600 = 114,15 \text{ m} = 11,415 \text{ bars.}$$

$$P_{av,I} = C_{av,I}^p - C_I^t = 1664,15 - 1600 = 64,15 \text{ m} = 6,415 \text{ bars.}$$

**Le tronçon I – K :**

Du point I (1600 m NGA) jusqu'au point H (1540 m NGA) :

$$C_{am,K}^p = C_{av,I}^p - \Delta H_{I-K}$$

$$\Delta H_{I-K} = 1,10 * \lambda \frac{L V^2}{D 2g} = 1,10 * 0,01098 * \frac{308}{0,35} * \frac{2,33^2}{2g} = 2,94 \text{ m.}$$

$$C_{am,K}^p = 1664,15 - 2,94 = 1661,21 \text{ m.}$$

$$C_{av,K}^p = C_{am,K}^p - P_r = 1661,21 - 50 = 1611,21 \text{ m.}$$

$$P_{am,K} = C_{am,K}^p - C_K^t = 1661,21 - 1540 = 121,21 \text{ m} = 12,121 \text{ bars.}$$

$$P_{av,K} = C_{av,K}^p - C_K^t = 1611,21 - 1540 = 71,21 \text{ m} = 7,121 \text{ bars.}$$

**Le tronçon K – R :**

Du point K (1540 m NGA) jusqu'au point R (1500 m NGA) :

$$C_{am,R}^p = C_{av,K}^p - \Delta H_{K-R}$$

$$\Delta H_{K-R} = 1,10 * \lambda \frac{L V^2}{D 2g} = 1,10 * 0,01098 * \frac{294}{0,35} * \frac{2,33^2}{2g} = 2,81 \text{ m.}$$

$$C_{am,R}^p = 1611,21 - 2,81 = 1608,4 \text{ m.}$$

$$C_{av,R}^p = C_{am,R}^p - P_r = 1608,4 - 50 = 1558,4 \text{ m.}$$

$$P_{am,R} = C_{am,R}^p - C_R^t = 1608,4 - 1500 = 108,4 \text{ m} = 10,84 \text{ bars.}$$

$$P_{av,R} = C_{av,R}^p - C_R^t = 1558,4 - 1500 = 58,4 \text{ m} = 5,84 \text{ bars.}$$

**Le tronçon R – J :**

Du point R (1500 m NGA) jusqu'au point J (1460 m NGA) :

$$C_{am,J}^p = C_{av,R}^p - \Delta H_{R-J}$$

$$\Delta H_{R-J} = 1,10 * \lambda \frac{L V^2}{D 2g} = 1,10 * 0,01098 * \frac{284}{0,35} * \frac{2,33^2}{2g} = 2,71 \text{ m.}$$

$$C_{am,J}^p = 1558,4 - 2,71 = 1555,69 \text{ m.}$$

$$C_{av,J}^p = C_{am,J}^p - P_r = 1555,69 - 50 = 1505,65 \text{ m.}$$

$$P_{am,J} = C_{am,J}^p - C_{J}^t = 1555,69 - 1460 = 95,69 \text{ m} = 9,569 \text{ bars.}$$

$$P_{av,J} = C_{av,J}^p - C_{J}^t = 1512,93 - 1460 = 45,65 \text{ m} = 4,565 \text{ bars.}$$

### Le tronçon J – H :

Du point J (1460 m NGA) jusqu'au point H (1420 m NGA) :

$$C_{am,H}^p = C_{av,J}^p - \Delta H_{J-H}$$

$$\Delta H_{J-H} = 1,10 * \lambda \frac{L V^2}{D 2g} = 1,10 * 0,01098 * \frac{288}{0,35} * \frac{2,33^2}{2g} = 2,75 \text{ m.}$$

$$C_{am,H}^p = 1505,65 - 2,75 = 1502,9 \text{ m.}$$

$$C_{av,H}^p = C_{am,H}^p - P_r = 1502,9 - 50 = 1452,9 \text{ m.}$$

$$P_{am,H} = C_{am,H}^p - C_{H}^t = 1502,9 - 1420 = 82,9 \text{ m} = 8,29 \text{ bars.}$$

$$P_{av,H} = C_{av,H}^p - C_{H}^t = 1452,9 - 1420 = 32,9 \text{ m} = 3,29 \text{ bars.}$$

### Le tronçon H – M :

Du point H (1420 m NGA) jusqu'au point M (1380 m NGA) :

$$C_{am,M}^p = C_{av,H}^p - \Delta H_{S-M}$$

$$\Delta H_{H-M} = 1,10 * \lambda \frac{L V^2}{D 2g} = 1,10 * 0,01098 * \frac{278}{0,35} * \frac{2,33^2}{2g} = 2,65 \text{ m.}$$

$$C_{am,M}^p = 1452,9 - 2,65 = 1450,25 \text{ m.}$$

$$C_{av,M}^p = C_{am,M}^p - P_r = 1450,25 - 50 = 1400,25 \text{ m.}$$

$$P_{am,M} = C_{am,M}^p - C_{M}^t = 1450,25 - 1380 = 70,25 \text{ m} = 7,025 \text{ bars.}$$

$$P_{av,M} = C_{av,M}^p - C_{M}^t = 1400,25 - 1380 = 20,25 \text{ m} = 2,025 \text{ bars.}$$

### Le tronçon M – Y :

Du point M (1380 m NGA) jusqu'au point Y (1330 m NGA) :

$$C_{am,Y}^p = C_{av,M}^p - \Delta H_{M-Y}$$

$$\Delta H_{M-Y} = 1,10 * \lambda \frac{L V^2}{D 2g} = 1,10 * 0,01098 * \frac{282}{0,35} * \frac{2,33^2}{2g} = 2,69 \text{ m.}$$

$$C_{am,Y}^p = 1400,25 - 2,69 = 1397,56 \text{ m.}$$

$$C_{av,Y}^p = C_{am,Y}^p - P_r = 1397,56 - 50 = 1347,56 \text{ m.}$$

$$P_{am,Y} = C_{am,Y}^p - C_Y^t = 1397,56 - 1330 = 67,56 \text{ m} = 76,756 \text{ bars.}$$

$$P_{av,Y} = C_{av,Y}^p - C_Y^t = 1347,56 - 1330 = 17,56 \text{ m} = 1,756 \text{ bars.}$$

### Le tronçon Y – A :

Du point Y (1330 m NGA) jusqu'au point A (1280 m NGA) :

$$C_{am,A}^p = C_{av,Y}^p - \Delta H_{Y-A}$$

$$\Delta H_{Y-A} = 1,10 * \lambda \frac{L V^2}{D 2g} = 1,10 * 0,01098 * \frac{282}{0,35} * \frac{2,33^2}{2g} = 2,69 \text{ m.}$$

$$C_{am,A}^p = 1347,56 - 2,69 = 1344,87 \text{ m.}$$

$$C_{av,A}^p = C_{am,A}^p - P_r = 1344,87 - 50 = 1294,87 \text{ m.}$$

$$P_{am,A} = C_{am,A}^p - C_A^t = 1344,87 - 1280 = 64,87 \text{ m} = 6,487 \text{ bars.}$$

$$P_{av,A} = C_{av,A}^p - C_A^t = 1294,87 - 1280 = 14,87 \text{ m} = 1,487 \text{ bars.}$$

Avec le réducteur de pression on peut contrôler la pression à l'amont du réservoir, comme on peut placer un robinet vanne pour faire augmenter la perte de charge par vannage ce qui réduit la pression.

Le tableau récapitulatif suivant nous donne une vue générale sur la partie gravitaire.

**Tableau III-31** : Caractéristiques de l'adduction gravitaire.

tronçon	La côte (m)		Matière de la conduite	Débits (l/s)	Diamètre (mm)	Longueur (m)
	Le départ	L'arrivé				
RT-S	1840	1700	Fonte ductile	224	350	2879
S-N	1700	1660	Fonte ductile	224	350	1154
N-I	1660	1600	Fonte ductile	224	350	769
I-K	1600	1540	Fonte ductile	224	350	308
K-R	1540	1500	Fonte ductile	224	350	294
R-J	1500	1460	Fonte ductile	224	350	284
J-H	1460	1420	Fonte ductile	224	350	288
H-M	1420	1380	Fonte ductile	224	350	278
M-Y	1380	1330	Fonte ductile	224	350	282
Y-A	1330	1280	Fonte ductile	224	350	282

Le tableau suivant résume les pressions au niveau de chaque point:

**Tableau III-32** : tableau récapitulatif des pressions à l'amont et à l'aval de chaque point.

point	Pression à l'amont (m.c.e)	Pression à l'aval (m.c.e)
RT	-	1840
S	112,51	72,51
N	101,49	61,49
I	114,15	64,15
K	121,21	71,21
R	108,4	58,4
J	95,69	45,65
H	82,9	32,9
M	70,25	20,25
Y	67,56	17,56
A	64,87	14,87

**Remarque :**

La pression à l'aval du point A reste à régler en prenant en considération la marge de sécurité.

**Conclusion :**

Dans ce chapitre on a fait un calcul hydraulique de l'adduction mixte, commençant par le refoulement sur 26570 m vers un réservoir tampon et puis une partie gravitaire de 6818 m vers le réservoir d'alimentation de la ville d'Arris, dont le diamètre des conduites est de 400mm, qui est dimensionné en tenant compte des conditions technico économiques.

*Chapitre -IV-*

## CALCUL DES RESERVOIRS

## **Introduction :**

Un réservoir est un ouvrage hydrotechnique nécessite une étude approfondie et parfois même l'intervention des ingénieurs en génie civil, il est pour but de régulariser le fonctionnement des pompes, régulariser la pression dans le réseau de distribution, et d'assurer la continuité de l'alimentation en eau potable et le stockage.

Un projet pareille à ce de mémoire de fin d'études impose l'implantation d'un ou des réservoirs, où le type de ce dernier dépend de plusieurs facteurs.

## **9 Les différents types des réservoirs :**

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

### **9.1 Classification selon le matériau de construction :**

Cette classification est basée sur la nature des matériaux de construction des réservoirs :

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

### **9.2 Classification selon la situation des lieux :**

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

- Enterrés ;
- Semi-enterrés ;
- Sur sol ;
- Sur tour.

### **9.3 Classification selon l'usage :**

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

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

#### **9.4 Classification selon la forme géométrique :**

Généralement, on retrouve dans la pratique deux formes usuelles :

- Réservoir cylindrique.
- Réservoir rectangulaire (carré).

Comme on trouve parfois des réservoirs de formes quelconques (sphérique, conique...)

Cela dépend de plusieurs facteurs dont on cite :

- Les conditions topographiques de la région à desservir ;
- Conditions hydrauliques de la distribution (volume du réservoir et la pression à assurer) ;
- Type de décideur (maitre d'ouvrage, maitre d'œuvre ou d'exploitation).

#### **10 Les critères les plus souvent retenus pour les choix sont :**

Pour arriver à choisir le type du réservoir il faut tenir compte les critères suivants :

- Les facteurs économiques ;
- La sécurité d'approvisionnement et la facilité d'exploitation ;
- Les possibilités d'adaptation au réseau ;
- Les possibilités d'inscription harmonieuse dans le site ;
- Selon leur capacité, les réservoirs peuvent prendre la forme rectangulaire carrée ou circulaire.

#### **11 Utilités et généralités sur les réservoirs :**

Les réservoirs ont plus que le stockage les utilités suivantes :

- Ils peuvent être réalisés selon le cas, en maçonnerie, en béton ordinaire ou précontraint, ou en acier pour de petites capacités.
- Les réservoirs constituent les organes régulateurs de pression et de débit entre le régime de production et le régime de consommation.
- Ils permettent d'emmagasiner l'eau lorsque la consommation est inférieure à la production, et la restituent lorsque la consommation devient supérieure à la production.

- En milieu rural ou pour des villes de petite importance, avec une installation correctement conçue, la capacité du ou des réservoirs oscille aux alentours du volume moyen journalier d'eau consommée. Mais avec l'augmentation du nombre de consommateurs, le rapport entre la capacité et le volume moyen journalier diminue notablement.
- Ces réservoirs permettent une certaine souplesse pour faire face, sans gêne pour les utilisateurs, aux incidents suivants :
  - panne électrique ;
  - remplacement d'une pompe ;
  - accident sur la conduite de refoulement.
- Les réservoirs permettent, outre une régularité de fonctionnement des groupes de pompage, de profiter au maximum du tarif de nuit en énergie électrique.
- Les réservoirs, à partir d'une certaine capacité, comportent deux compartiments pour les facilités du nettoyage (minimum une fois par an) et des réparations.
- Certains réservoirs sont équipés de telle manière qu'une partie de leur capacité constitue une réserve d'incendie. Ce volume se renouvelle par un dispositif spécial, le plus souvent constitué par un siphon, qui se désamorce lorsque le niveau de la réserve est atteint. Cette réserve correspond à 120 m<sup>3</sup> au moins, utilisables en deux heures.
- Dans le cas où une agglomération s'étend dans une direction donnée, un réservoir unique et de hauteur convenable peut devenir insuffisant pour assurer une pression correcte en tout point du réseau et à tout moment.
- C'est alors que l'on a recours à un ou plusieurs réservoirs d'équilibre en liaison par le réseau avec le réservoir principal, mais à une cote de niveau légèrement inférieure. Le remplissage du réservoir d'équilibre se fait gravitairement au moment des faibles consommations, c'est-à-dire principalement la nuit. La journée, la charge à partir du réservoir principal diminue dans le réseau par suite de la consommation, celle du réservoir d'équilibre devient alors prépondérante et c'est son action qui maintient une pression régulière.

(Adduction et distribution d'eau par Hugues GODART ingénieur civil des Mines, ingénieur en chef à la Générale-des-eaux).

## **12 Prescriptions sanitaires : [4]**

Ces prescriptions concernent les normes sanitaires à respecter :

### **12.1 Stagnation :**

Concernant la stagnation de l'eau dans la cuvette il faut tenir compte aux prescriptions suivantes :

- Les réseaux de distribution et les ouvrages de stockage doivent être conçus et exploités de manière à éviter une stagnation prolongée de l'eau d'alimentation.
- Les réseaux doivent être munis de dispositifs de soutirage, ces derniers doivent être manœuvrés aussi souvent que nécessaire, et au moins deux fois par an pour les points du réseau où la circulation de l'eau n'est pas constante.

### **12.2 Prescriptions générales applicables aux réservoirs :**

Généralement et pour assurer le côté sanitaire il faut aussi tenir compte à :

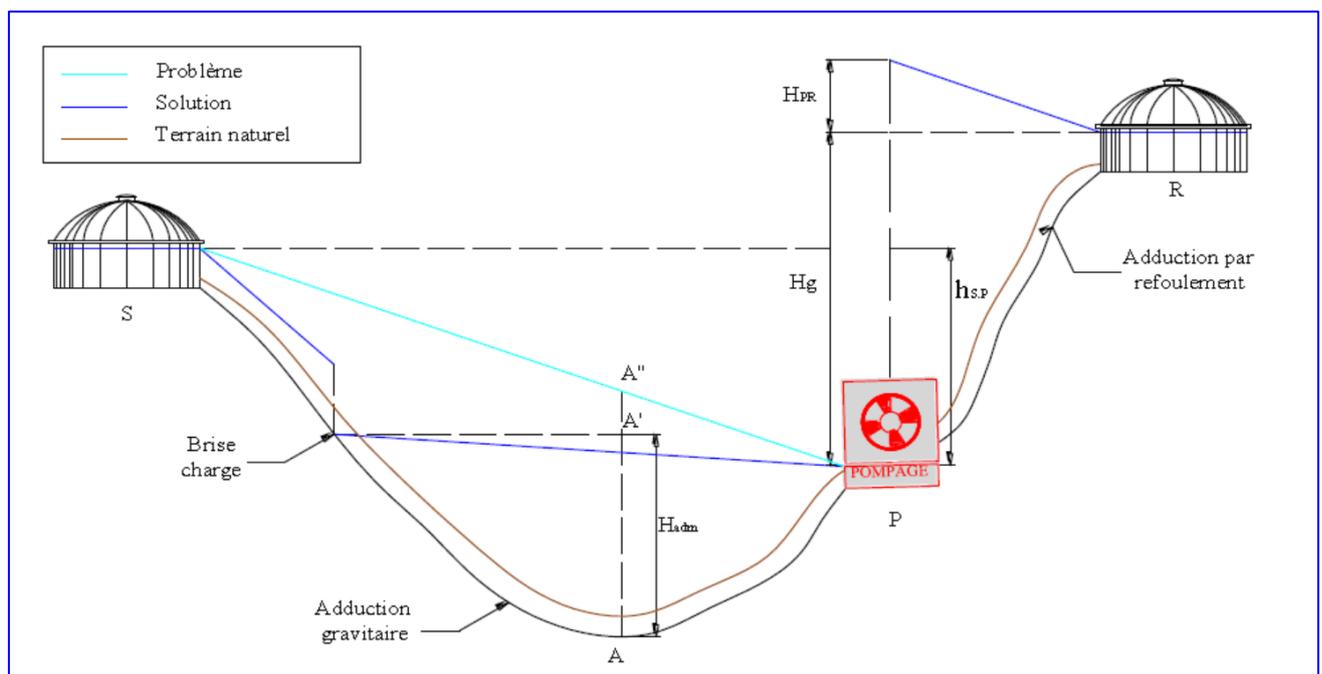
- Les réservoirs doivent être protégés contre toute pollution d'origine extérieure et contre les élévations importantes de température.
- Ils doivent être faciles d'accès et leur installation doit permettre de vérifier en tout temps leur étanchéité.
- Il doit être installé un dispositif permettant une prise d'échantillon d'eau à l'amont et à l'aval immédiat du réservoir.
- L'ensemble des matériaux constituant les réservoirs ne doit ni se désagréger ni communiquer à l'eau des saveurs ou odeurs désagréables.
- Après chaque intervention susceptible de contaminer l'eau contenue dans les réservoirs et de toute façon au moins une fois par an, les réservoirs sont vidés nettoyés et désinfectés.
- Des dispositions sont prises pour assurer un approvisionnement en eau potable pendant la mise hors service.

### 13 Comportement d'une adduction :

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

#### 13.1 Cas de surpression :

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



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

#### 13.2 Cas de dépression :

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

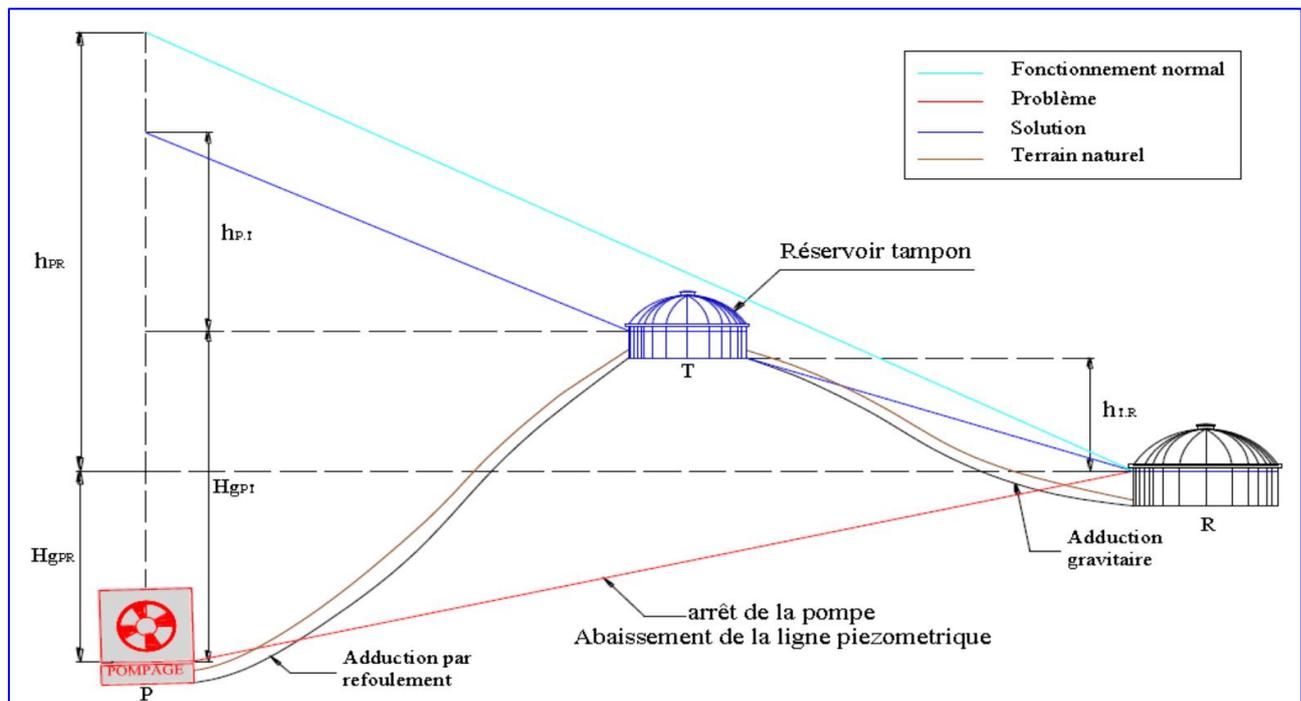


Figure IV-2: problème d'écroulement (implosion de la conduite).

## 14 Choix de la cote d'implantation :

Il y a deux solutions pour la localisation :

- le château d'eau ou réservoir haut dont l'altitude permet d'assurer gravitairement l'alimentation de tous les points d'eau, aux heures de pointe, du réseau de distribution aval ;
- le réservoir bas dont l'altitude est indépendante des cotes piézométriques aval, il a comme contrepartie l'emploi obligatoire d'engins de relèvement (surpresseurs) entre le réservoir et le réseau de distribution.

Il y a également des systèmes mixtes où seulement une partie du réseau demande l'utilisation de surpresseurs.

Le choix entre les systèmes dépend de critères objectifs (coût d'exploitation, investissement), de critères de sécurité d'exploitation (On admet ou non l'interposition d'engins mécaniques entre le réservoir et l'utilisateur), mais également de critères socio-esthétiques (urbanisme), les réservoirs bas pouvant être intégrés (dissimulés) dans un paysage urbain ou rural, à l'inverse des châteaux d'eau pour lesquels une recherche esthétique peut conduire à des résultats non unanimement admis et souvent à un renchérissement sensible du coût.

## 15 Dimensionnement du réservoir tampon :

Le réservoir tampon est un réservoir de régulation, Son but principal est d'assurer la transition entre l'écoulement en charge issu de la station de pompage et l'écoulement gravitaire en direction du réservoir d'alimentation, 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 heures de fonctionnement de la station de pompage et sa restitution progressive pendant une heure de son arrêt.

Notre réservoir tampon relie la conduite venant de la station de pompage 4 et la conduite gravitaire qui alimente le réservoir d'Arris.

Le volume de ce réservoir tampon sera déterminé par la formule suivante:

$$V = \frac{Q_{tr} * T}{2} \dots\dots\dots (IV-1)$$

$$T > 2 * \frac{L}{c} \dots\dots\dots (IV-2)$$

Avec :

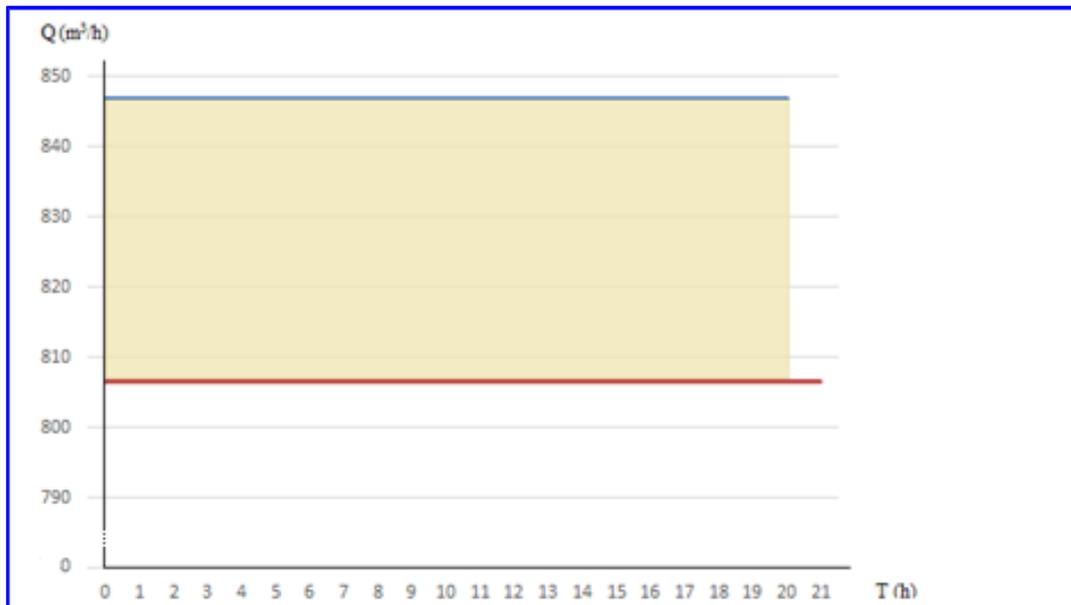
$Q_{tr}$  : débit transité ( $Q_{tr}=806,47 \text{ m}^3/\text{h}$ ) qui représente le débit écoulé dans la conduite gravitaire.

T : c'est le temps de vannage du robinet placé à l'extrémité de la conduite gravitaire.

L : la longueur de la conduite gravitaire (6818m).

c : la célérité d'onde.

Ou on détermine le volume par la méthode graphique :



FigureIV-3 : le graphe représente le  $Q_{\text{pompe}}$  et  $Q_{\text{sortant}}$  en ( $\text{m}^3/\text{h}$ ).

$$Q_{\text{pompe}} = \frac{Q_{\text{max},j}}{T_{\text{fonct}}} = \frac{16935,87}{20} = 846,79 \text{ m}^3/\text{h} \dots\dots\dots (\text{IV-3})$$

$$Q_{\text{sortant}} = \frac{Q_{\text{max},j}}{21} = \frac{16935,87}{21} = 806,47 \text{ m}^3/\text{h} \dots\dots\dots (\text{IV-4})$$

Le volume du réservoir est la surface hachurée.

Donc :  $V = 20 * (846,79 - 806,47) = 806,4 \text{ m}^3$ .

On prend un volume normalisé de  $1000 \text{ m}^3$ .

Si on calcule le volume de la conduite gravitaire ( $d = 400 \text{ mm}$ ) on trouve un volume de  $856,78 \text{ m}^3$  qui est plus petit que ce du réservoir tampon (en cas d’une cassure de la conduite).

En plus de la hauteur utile optimale d’eau dans la cuve qui est de 4 à 6 m, il faut prévoir un espace appelé revanche ou matelas d’air d’une épaisseur varie de 0,20 à 1m au-dessus du plan d’eau, si on prend une revanche de 0,6 m et une hauteur d’eau  $H_{\text{eau}} = 4 \text{ m}$  on trouve :

$$D = \sqrt{\frac{4 * V_{\text{eau}}}{\pi * H_{\text{eau}}}} = \sqrt{\frac{4 * 1000}{\pi * 4}} = 17,84 \text{ m} \dots\dots\dots (\text{IV-5})$$

Prenant  $D = 17 \text{ m}$ , sort :

$$H_{\text{eau}} = \frac{V_{\text{eau}}}{S} = \frac{1000}{226,98} = 4,4 \text{ m}$$

$$R = H + h = 4,4 + 0,6 = 5 \text{ m} \dots\dots\dots (\text{IV-7})$$

Nous optons un réservoir de capacité égale à 1000 m<sup>3</sup> situé à une altitude de 1840m qui représente le point le plus haut dans notre système.

## 16 Calcul de la capacité des réservoirs d'alimentation :

Un réservoir doit être dimensionné pour répondre aux fonctions qui lui sont demandés depuis sa mise en service, jusqu'aux conditions les plus exigeantes (demande de pointe).

### 16.1 Le cas d'un réservoir alimenté par pompage :

Pour calculer la capacité d'un réservoir nous devons tenir compte les variations à l'entrée comme à la sortie, du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont et de la variabilité de la demande.

La capacité du réservoir est déterminée en fonction du débit d'apport et celui de sortie augmenté de la réserve incendie. Deux méthodes peuvent être appliquées :

-La méthode analytique.

-La méthode graphique.

#### 16.1.1 La méthode analytique :

Tient compte les débits d'apport et les débits de départ du réservoir, elle consiste à calculer, pour chaque heure de la journée le résidu dans le réservoir.

Le volume de régulation sera :

$$V_r = \frac{a * Q_{\text{max},j}}{100} \quad (\text{m}^3) \dots\dots\dots (\text{IV-8})$$

$V_r$  : capacité résiduelle (m<sup>3</sup>) ;

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

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

Le volume total est déterminé en ajoutant le volume d'incendie au volume de régulation :

$$V_T = V_r + V_{inc} \dots\dots\dots (IV-9)$$

$V_T$  : capacité totale du réservoir ( $m^3$ ).

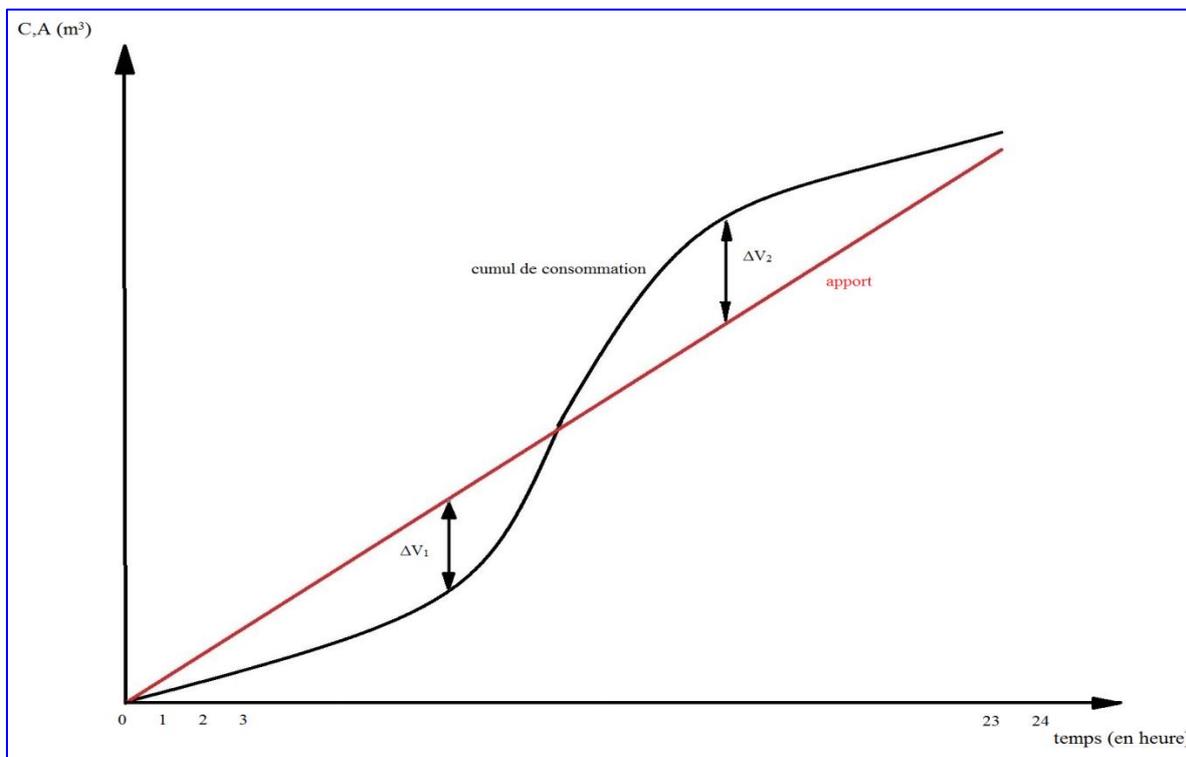
$V_{inc}$  : volume d'incendie estimé à  $120 m^3$  (estimé à 17 l/s pour 2 heures qui nous donne  $60m^3/h$ ).

**16.1.2 Méthode graphique :**

La méthode graphique tient compte de la courbe de consommation totale (intégrale) déduite à partir des coefficients de variation horaire de la consommation, et de la courbe du débit pompé en fonction de la durée de pompage. La capacité est déduite à partir des extremums des cumuls de la consommation vis-à-vis de celle des apports.

$$V_t = \Delta V_1 + \Delta V_2$$

Le volume total sera :  $V_t = V_r + V_{inc}$



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

**16.2 Le cas d'un réservoir alimenté gravitairement :**

Si l'on dispose d'un débit limité constant à une cote supérieure à celle du réservoir, on peut avoir intérêt à effectuer une alimentation discontinue, afin de diminuer le volume du réservoir pour que le débit horaire disponible  $Q_a$  soit supérieur au débit moyen horaire  $Q_{moy,h}$  de la journée, et le volume du réservoir sera calculer par la formule suivante :

$$V = N*Q_a + \sum (Q_s - Q_a) \dots\dots\dots (IV-10)$$

$Q_s$  : sont les débits supérieurs au  $Q_a$ .

$N$  : nombre des heures de transit d'eau.

Dans notre cas et pour déterminer la capacité du réservoir on va utiliser la méthode analytique, en basant sur l'arrivé et de départ de l'eau au réservoir.

Le départ et un pourcentage de la consommation maximale journalière, dépend de l'importance de l'agglomération (voir annexe I).

**Tableau IV-1 :** La variation de la consommation de la commune d'Arris et le niveau d'eau dans la cuvette du réservoir.

Heure	Arrivée	Départ	Arrivée	Départ	Deficit	surplus	Accumulation
	%	%	m <sup>3</sup>				
0-1	4,76	3	806,15	508,08	-	298,07	616,47
1-2	4,76	3,2	806,15	541,95	-	264,20	880,67
2-3	4,76	2,5	806,15	423,40	-	382,75	1263,42
3-4	4,76	2,6	806,15	440,33	-	365,81	1629,23
4-5	4,76	3,5	806,15	592,76	-	213,39	1842,62
5-6	4,76	4,1	806,15	694,37	-	111,78	1954,40
6-7	4,76	4,5	806,15	762,11	-	44,03	1998,43
7-8	4,76	4,9	806,15	829,86	23,71	-	1974,72
8-9	4,76	4,9	806,15	829,86	23,71	-	1951,01
9-10	4,76	5,6	806,15	948,41	142,26	-	1808,75
10-11	4,76	4,8	806,15	812,92	6,77	-	1801,98
11-12	4,76	4,7	806,15	795,99	-	10,16	1812,14
12-13	4,76	4,4	806,15	745,18	-	60,97	1873,11
13-14	4,76	4,1	806,15	694,37	-	111,78	1984,88
14-15	4,76	4,2	806,15	711,31	-	94,84	2079,72
15-16	4,76	4,4	806,15	745,18	-	60,97	2140,69
16-17	4,76	4,3	806,15	728,24	-	77,91	<b>2218,60</b>
17-18	-	4,1	0,00	694,37	694,37	-	1524,23
18-19	-	4,5	0,00	762,11	762,11	-	762,11
19-20	-	4,5	0,00	762,11	762,11	-	0,00
20-21	4,77	4,5	807,84	762,11		45,73	45,73
21-22	4,77	4,8	807,84	812,92	5,08	-	40,65
22-23	4,77	4,6	807,84	779,05	-	28,79	69,44
23-24	4,77	3,3	807,84	558,88	-	248,96	318,39
Total	100%	100%	16935,87	16935,87	0,00		

Calcul de la capacité du réservoir d'Arris :

Le volume résiduel est de 2218,60 m<sup>3</sup>.

$$V_t = V_r + V_{inc} = 2218,6 + 120 = 2338,6 \text{ m}^3.$$

On prend un volume normalisé de 3000 m<sup>3</sup>.

Si on prend une revanche de 0,76 m et une hauteur d'eau  $H_{eau} = 5$  m on trouve :

$$D = \sqrt{\frac{4 * V_{eau}}{\pi * H_{eau}}} = \sqrt{\frac{4 * 3000}{\pi * 5}} = 27,64 \text{ m.}$$

$$\text{On prend } D = 27 \text{ m} \Rightarrow H_{eau} = \frac{V_{eau}}{S} = \frac{3000}{572,56} = 5,24 \text{ m.}$$

$$H_{tot} = H_{eau} + R = 5,24 + 0,76 = 6 \text{ m.}$$

## 17 Équipement du réservoir :

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

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

### 17.1 Conduite d'arrivée ou d'alimentation :

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

### 17.2 Conduite de départ ou de distribution :

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

**17.3 Conduite de trop-plein :**

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

**17.4 Conduite de vidange :**

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

**17.5 Conduite by-pass :**

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

**17.6 Matérialisation de la réserve d'incendie :**

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

On résume les équipements des réservoirs dans le schéma ci-après.

La figure ci-après indique le principe de la disposition à prévoir dans le cas d'un réservoir avec réserve d'incendie.

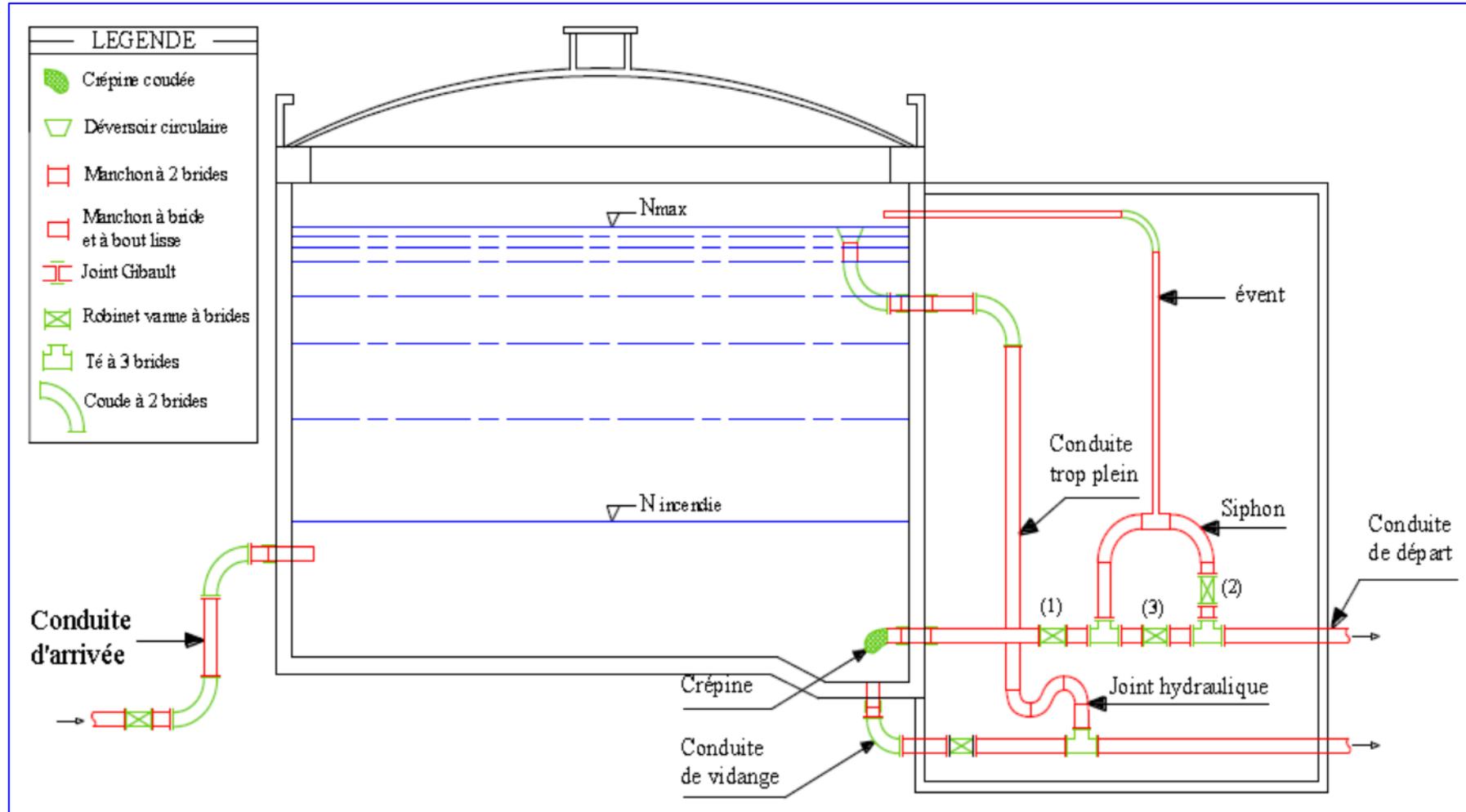


Figure IV-5 : Equipements des réservoirs.

## 18 Dispositifs de régulation :

### 18.1 Robinets à flotteurs :

Ils sont disposés sur l'arrivée d'eau au réservoir, ils permettent notamment dans le cas de petites installations, de supprimer le dispositif de télétransmission électrique d'arrêt le pompage lorsque le réservoir est plein. La fermeture assez lente du robinet à flotteur ralentit la vitesse dans la conduite de refoulement, ce qui permet, au moyen d'un relais à palette disposé à la station de pompage, de couper la marche de la pompe.

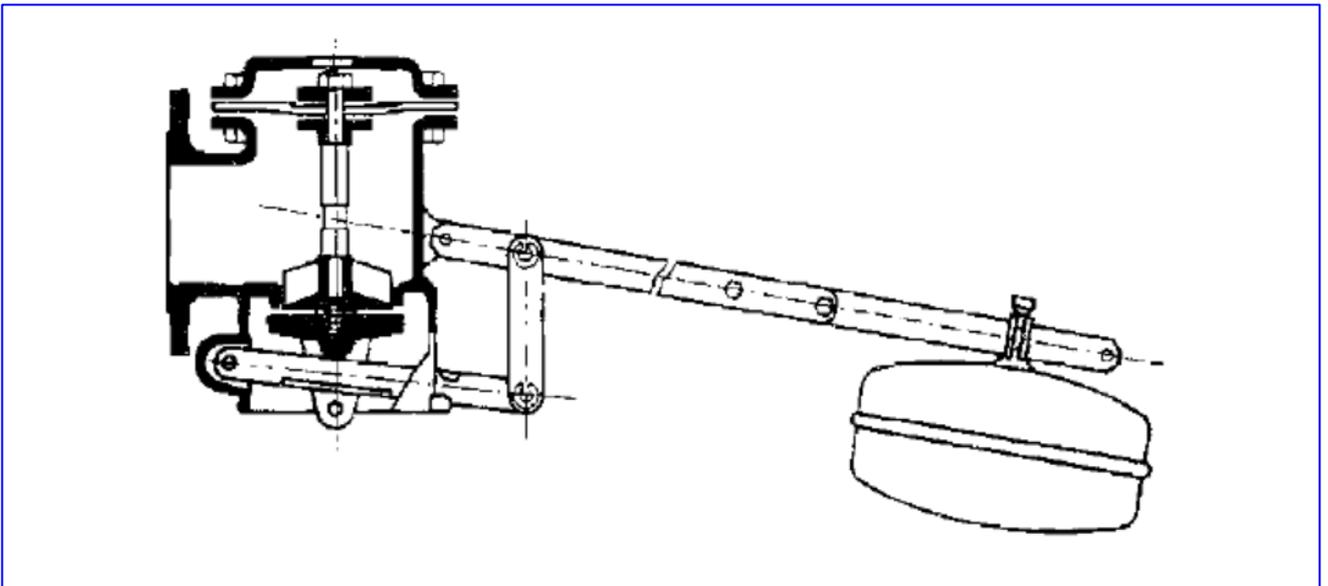


Figure IV-6 : Robinet à flotteur.

### 18.2 Robinets automatiques de remplissage :

Un piston, assurant la fermeture du robinet, reçoit sur une face la pression de refoulement et sur l'autre la contre-pression statique du réservoir avec un tarage d'ajustement par ressort.

Tant que le niveau de trop-plein n'est pas atteint, le robinet reste ouvert et le réservoir se remplit. Une fois le réservoir plein, le piston se plaque sur l'orifice et empêche le passage de l'eau refoulée.

Le rôle de ce robinet est semblable à celui du robinet à flotteur, mais il peut être placé sur la conduite d'alimentation, au pied du réservoir.

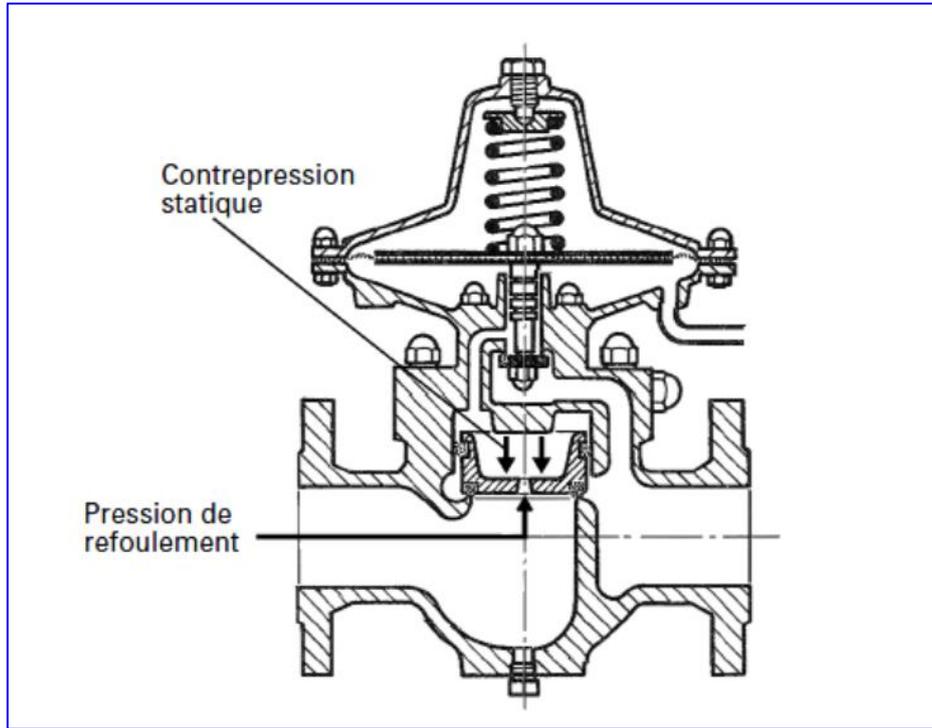


Figure IV-7 : Robinets automatiques de remplissage.

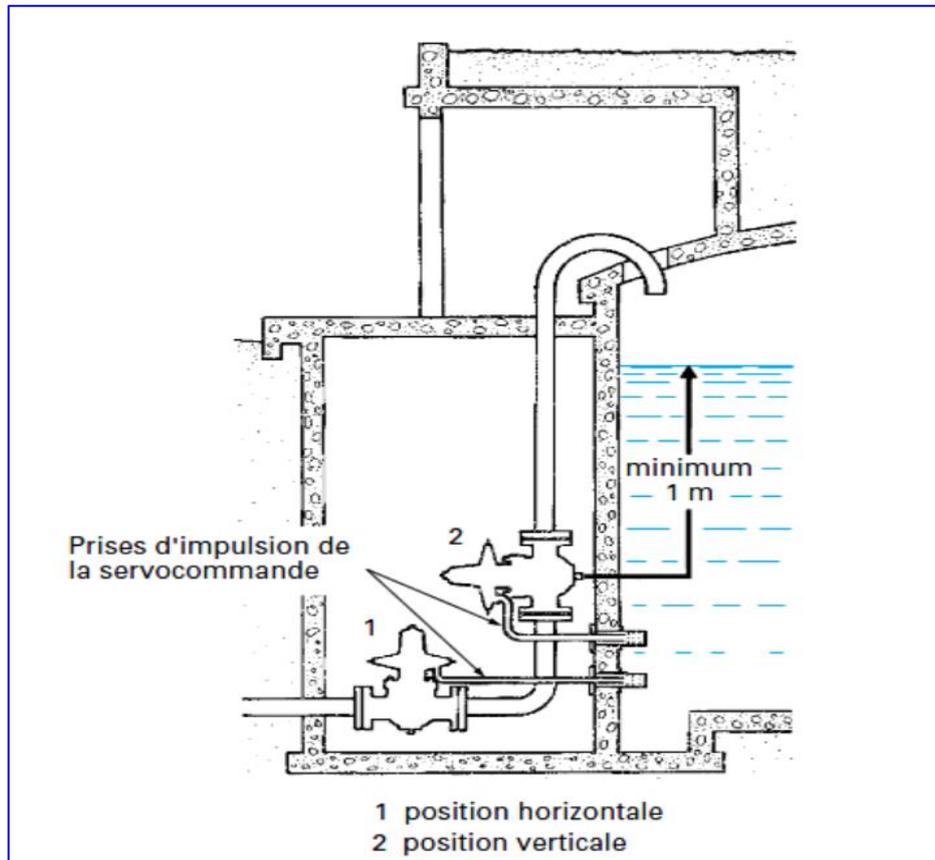
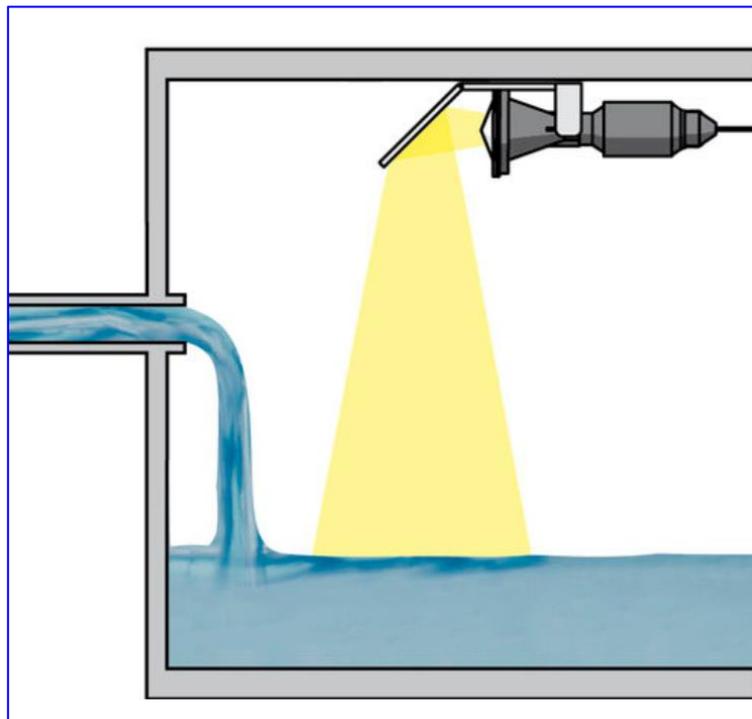


Figure IV-8 : schéma d'installation.

### 18.3 Capteur de niveau :

Lors de la détection de niveau, un préamplificateur détecte si un niveau défini est atteint, contrairement à la mesure continue de niveau lors de laquelle chaque niveau est mesuré. Une commande de commutation met en marche ou arrête des dispositifs de remplissage.

Il existe plusieurs types de capteurs, le schéma suivant nous donne un exemple d'un capteur de niveau radar :



**Figure IV-9 :** Capteur de niveau d'eau radar

#### Remarque :

Il existe toute une panoplie moderne de détecteurs à ultrasons, de sondes capacitives, de capteurs de pression hydrostatique permettant de piloter par impulsions les vannes et les robinets.

**Conclusion :**

Dans ce chapitre et après le calcul des réservoirs nous avons trouvé qu'il suffit d'implanter un réservoir tampon et un autre de stockage, et on peut noter aussi que suite à la nature du terrain (rocheux), les conditions de fondation de ces derniers ne poseront à priori pas de problèmes et ne nécessiteront pas des traitements spéciaux.

*Chapitre -V-*  
ETUDE DU POMPAGE

## INTRODUCTION

Ce chapitre a pour but, l'étude et le choix de la pompe idéal adapté à l'usage de notre projet et qui nous permet d'assurer le débit désiré et la hauteur manométrique totale au niveau des quatre stations de pompage projetées le long de l'adduction.

### 1 Choix de l'emplacement des stations de pompage :

Les conditions de choix de variantes pour une station de pompage sont :

- Qu'il est préférable de situer la prise d'eau le plus proche possible de la station de pompage, et si c'est possible proche de l'agglomération pour diminuer les coûts de projet.
- La fondation peut supporter la construction.
- Que le site de la prise d'eau doit être approuvé par les services de la santé publique et l'environnement.
- Que les différents ouvrages des stations de pompage ne doivent pas se trouver dans les lieux libres du tracé en cas de crue.
- Situer les ouvrages de sorte que la prise soit réparée sans interruption de l'adduction d'eau.

### 2 Choix du type de pompe :

Les critères de choix du type de pompe sont :

- Assurer le débit demandé ( $Q_{dem}$ ) et la hauteur manométrique totale demandée ;
- Meilleur rendement ;
- Encombrement et poids les plus faibles;
- Anti-cavitationnelle ;
- Vitesse de rotation la plus élevée ;
- Puissance absorbée minimale ;
- Etre fabriquée en série (de préférable).

### 3 Choix du nombre de pompes :

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

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

### 4 Couplage des pompes :

On distingue deux types de couplage des pompes :

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

### 5 Les modes de réglage pour un régime de fonctionnement :

Selon le débit demandé, soit plus petit ou plus grand que celui qui est disponible, on distingue les modes de réglage, dont on base dans notre cas sur le 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 :

$$\eta_{inst_{ap,van}} = \eta_{inst_{av,van}} \times \frac{H_{dés}}{H_{dés} + h_v} \dots\dots\dots (V-1)$$

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

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

$H_{dem}$  : hauteur manométrique demandée (m.c.e) ;

$h_v$  : différence entre la hauteur  $H'_c$  et la hauteur demandée ;

$$h_v = H'_c - H_{dem} \dots\dots\dots (V-2)$$

$H'_c$  : hauteur manométrique correspondant à la projection du débit demandé sur la courbe caractéristique de la pompe (H-Q)<sub>R</sub> (m.c.e).

## 6 Le choix des pompes :

### 6.1 La première station de pompage (SP1):

Nous avons besoin de refouler un débit total d'eau de 235,2 (l/s) sur une hauteur manométrique de 182,82 m.c.e.

Tableau V-1: Caractéristiques des pompes de la station de pompage 1 en fonction de leur nombre.

n	Q <sub>dem</sub> (l/s)	Hmt (m.c.e)	Type de pompe	η (%)	N (trs/min)	Pabs (kw)	(NPSH) <sub>r</sub> (m.c.e)
1	235,2	182,82	-	-	-	-	-
2	118	199	PM 150/ 6 B	75,3	1750	306	7,64
<b>3</b>	<b>80,1</b>	<b>191</b>	<b>PM 150/ 5 C</b>	<b>78,1</b>	<b>1750</b>	<b>194</b>	<b>3,29</b>
4	59,4	186	PM 125/ 6 A	74,1	1750	147	4,1
5	47,3	185	PM 125/ 6 B	76,5	1750	132	2,63

Avec :

PM : pompe multicellulaire ;

n : nombre de pompes ;

Q<sub>dem</sub> : Le débit de la pompe (demandé) ;

Hmt : La hauteur manométrique totale de la pompe ;

$N$  : Vitesse de rotation ;

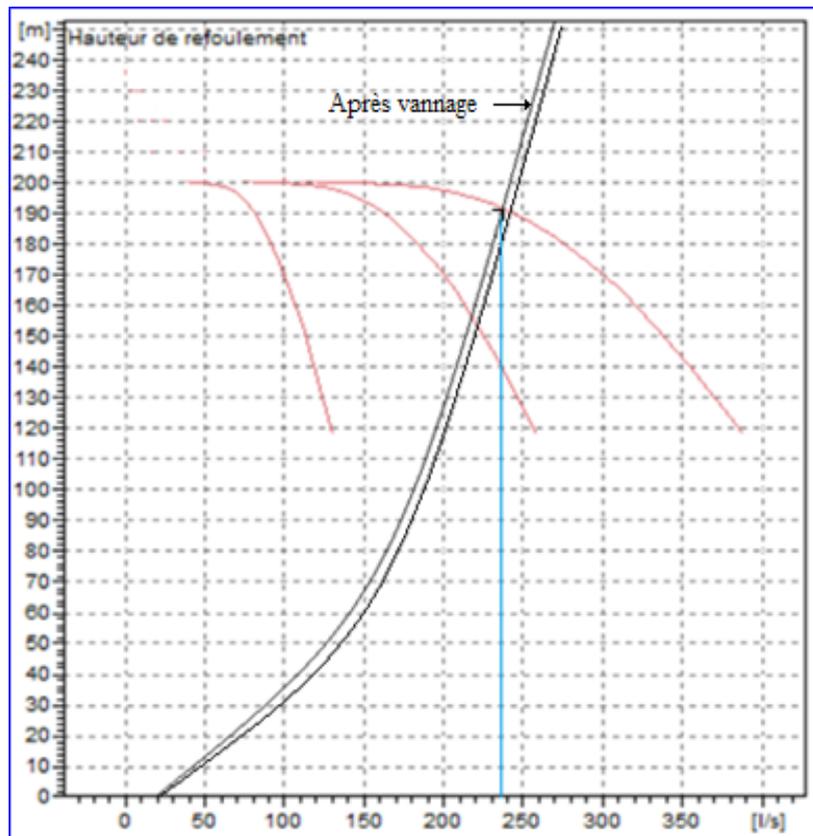
$\eta$  : Rendement de la pompe ;

$P_{\text{abs}}$  : La puissance absorbée par la pompe ;

$(NPSH)_r$  : « Net Positive Section Head » ou « charge net d'aspiration requise » C'est une donnée fournie par le constructeur de la pompe.

A partir du tableau V-1, on déduit que la variante de trois pompes est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes en parallèle.

La figure suivante présente la courbe caractéristique de la pompe (H-Q) et la courbe caractéristique de la conduite.



**Figure V.1:** Les courbes caractéristiques des pompes de la première SP.

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

$$h_v = H'_c - H_{dem} = 8,18 \text{ m.}$$

$$\eta_{inst_{ap,van}} = \eta_{inst_{av,van}} \times \frac{H_{dem}}{H_{dem} + h_v} = 78,1 \times \frac{182,82}{182,82 + 8,18} = 74,76\%.$$

## 6.2 La deuxième station de pompage (SP2) :

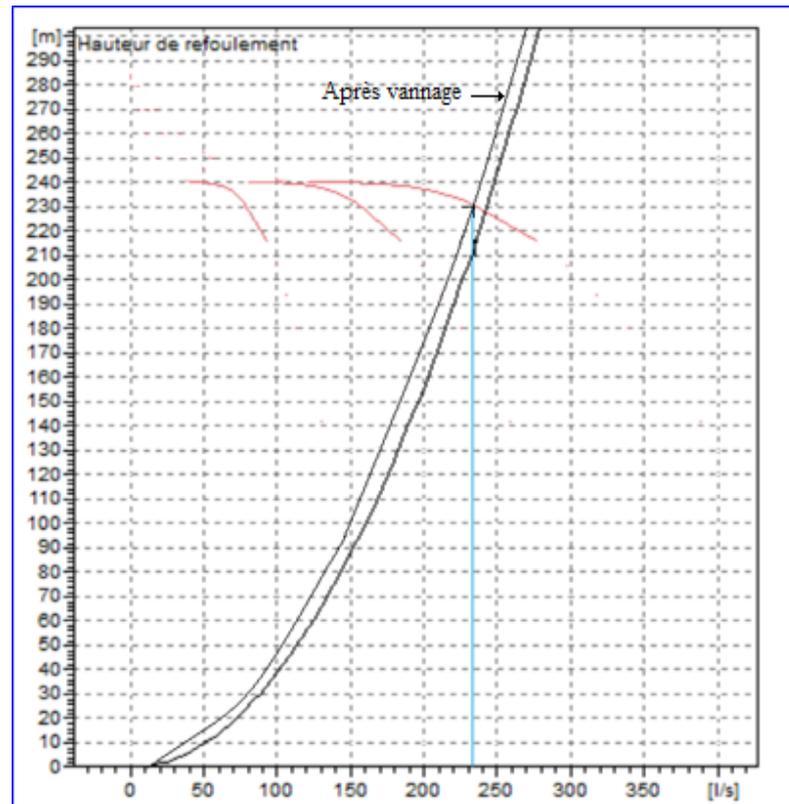
Nous avons besoin de refouler un débit total d'eau de 235,2 l/s sur une hauteur manométrique de 215,286 m.c.e.

Tableau V-2: Caractéristiques des pompes de la station de pompage 2 en fonction de leur nombre.

n	Q <sub>dem</sub> (l/s)	Hmt (m.c.e)	Type de pompe	η(%)	N(trs/min)	Pabs (kw)	(NPSH) <sub>r</sub> (m.c.e)
1	235,2	215,286	-	-	-	-	-
2	115,6	215,286	-	-	-	-	-
<b>3</b>	<b>80,7</b>	<b>229</b>	<b>PM 150/ 6 C</b>	<b>78,2</b>	<b>1750</b>	<b>234</b>	<b>3,32</b>
4	59,1	218	PM 125/ 7 A	74,2	1750	171	4,06
5	47,1	216	PM 125/ 7 B	76,5	1750	131	2,62

A partir du tableau V-2, on déduit que la variante de trois pompes est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes en parallèle.

La figure suivante présente la courbe caractéristique de la pompe (H-Q) et la courbe caractéristique de la conduite.



**Figure V.2:** Les courbes caractéristiques des pompes de la deuxième SP.

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

$$h_v = H'_c - H_{dem} = 229 - 215,286 = 13,714 \text{ m.}$$

$$\eta_{inst_{ap,van}} = \eta_{inst_{av,van}} \times \frac{H_{dem}}{H_{dem} + h_v} = 78,2 \times \frac{215,286}{215,286 + 13,714} = 73,52\%.$$

### 6.3 La troisième station de pompage (SP3) :

Nous avons besoin de refouler un débit total d'eau de 235,2 l/s sur une hauteur manométrique de 196,86 m.c.e.

**Tableau V-3** : Caractéristiques des pompes de la station de pompage 3 en fonction de leur nombre.

n	Q <sub>dem</sub> (l/s)	Hmt (m.c.e)	Type de pompe	η (%)	N (trs/min)	Pabs (kw)	(NPSH) <sub>r</sub> (m.c.e)
1	235,2	196,86	-	-	-	-	-
2	118	199	PM 150/ 6 B	75,3	1750	306	7,64
3	80,2	206	PM 150/ 6 D	78	1750	211	3,29
4	59,4	200	PM 150/ 6 E	70,1	1750	164	2,5
<b>5</b>	<b>47,2</b>	<b>198</b>	<b>PM 100/ 2 A</b>	<b>77,5</b>	<b>3500</b>	<b>119</b>	<b>6,14</b>

A partir du tableau V-3, on déduit que la variante de cinq pompes est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée.

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

$$h_v = H'_c - H_{dem} = 198 - 196,86 = 1,14 \text{ m.}$$

$$\eta_{\substack{inst \\ ap,van}} = \eta_{\substack{inst \\ av,van}} \times \frac{H_{dem}}{H_{dem} + h_v} = 77,5 \times \frac{196,86}{196,86 + 1,14} = 77,05 \text{ \%}.$$

Comme le représente la figure ci-après :

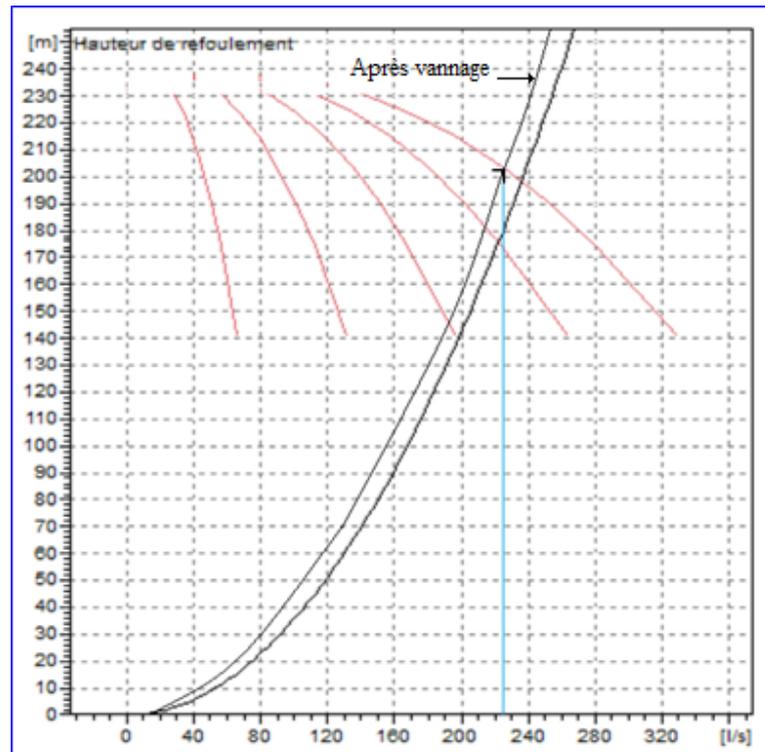


Figure V.3 : Les courbes caractéristiques des pompes de la troisième SP.

#### 6.4 La quatrième station de pompage (SP4) :

Nous avons besoin de refouler un débit total d'eau de 235,2 l/s sur une hauteur manométrique de 202,106 m.c.e.

Tableau V-4: Caractéristiques des pompes de la station de pompage 4 en fonction de leur nombre.

n	$Q_{\text{dem}}$ (l/s)	Hmt (m.c.e)	Type de pompe	$\eta$ (%)	N (trs/min)	Pabs (kw)	(NPSH) <sub>r</sub> (m.c.e)
1	235,2	202,106	-	-	-	-	-
2	117,6	202,106	-	-	-	-	-
<b>3</b>	<b>79,4</b>	<b>207</b>	<b>PM 150/ 6 D</b>	<b>77,8</b>	<b>1750</b>	<b>210</b>	<b>3,24</b>
4	62,9	232	PM 150/ 7 E	72,3	1750	196	2,59
5	48,3	213	PM 125/ 7 B	76,4	1750	132	2,72

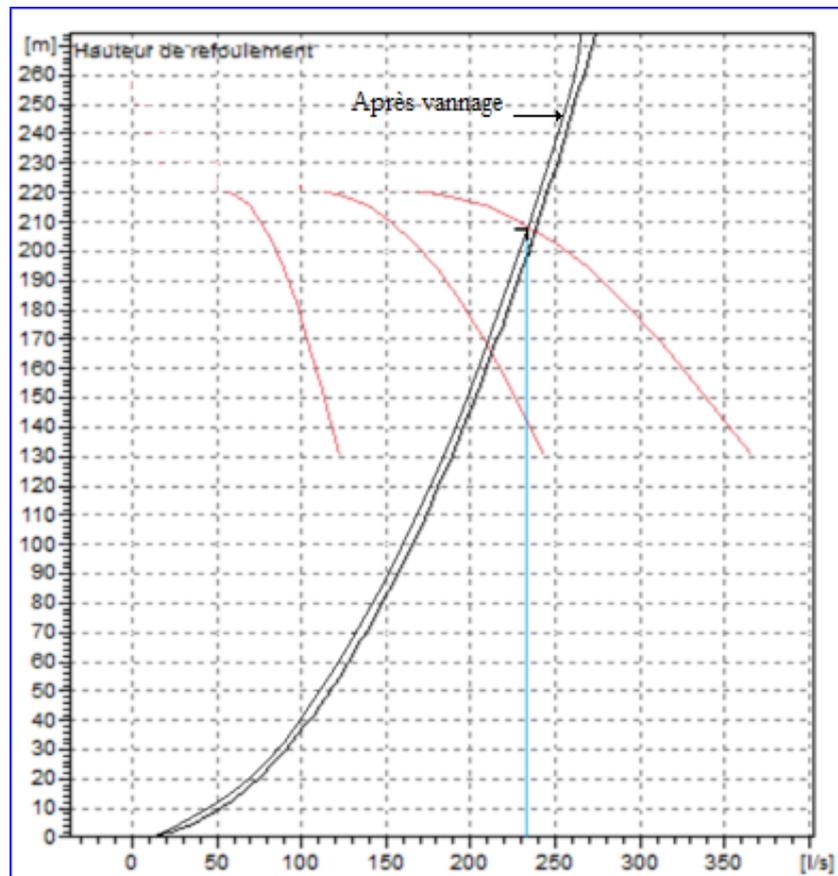
A partir du tableau V-4, on déduit que la variante de trois pompes est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes en parallèle.

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

$$h_v = H'_c - H_{dem} = 207 - 202,106 = 4,894 \text{ m.}$$

$$\eta_{inst,ap,van} = \eta_{inst,av,van} \times \frac{H_{dem}}{H_{dem} + h_v} = 77,8 \times \frac{202,106}{202,106 + 4,894} = 75,96 \%$$

Le schéma suivant présente les courbes caractéristiques des trois pompes et celle de la conduite et le positionnement du point de fonctionnement.



**Figure V.4 :** Les courbes caractéristiques des pompes de la quatrième SP.

## 7 Bâches de reprise pour différentes stations de pompage :

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

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

$$V_{\text{bache}} = \frac{Q_{\text{max j*t}}}{T} \dots\dots\dots (V-3)$$

Avec :

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

T: le temps de fonctionnement de la station de pompage (T= 20h) ;

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

Alors le volume de la bache des stations est déterminé par la relation suivante:

$$V_{\text{bache}} = \frac{Q_{\text{max j*t}}}{20} = \frac{16935,87}{20} \times \frac{1}{4} = 211,7 \text{ m}^3$$

Nous choisirons un volume normalisé de 250 m<sup>3</sup>.

Si on prend la forme circulaire comme forme des bâches de reprise, et comme hauteur d'eau 3 m, on trouve suivant la formule suivante le diamètre de la bache.

$$D = \sqrt{\frac{4 * V_{\text{eau}}}{\pi * H_{\text{eau}}}} = \sqrt{\frac{4 * 250}{\pi * 3}} = 10,30 \text{ m.}$$

$$\text{Si on prend (D = 10 m) : } H_{\text{eau}} = \frac{V_{\text{eau}}}{S} = \frac{250}{78,54} = 3,18 \text{ m.}$$

Si on propose une revanche de 0,78 m, on trouve une hauteur totale de 4 m.

## **8 Equipements hydrauliques en amont et en aval de la pompe :**

### **8.1 Équipements en amont de la pompe :**

#### **8.1.1 Conduite d'aspiration :**

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

#### **8.1.2 Joints :**

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

#### **8.1.3 Joint de démontage :**

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

#### **8.1.4 Convergent d'aspiration :**

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

#### **8.1.5 Vanne papillon :**

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

#### **8.1.6 Les ventouses :**

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

## **8.2 Equipements en aval de la pompe :**

### **8.2.1 Divergent :**

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

### **8.2.2 Clapet de non-retour :**

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

### **8.2.3 Joint de démontage :**

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

### **8.2.4 Vanne de régulation :**

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

### **8.2.5 Vanne papillon :**

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

### **8.2.6 Conduite de refoulement :**

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

### **8.2.7 Collecteur de refoulement :**

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

### **8.2.8 Le by-pass :**

Un by-pass est placé entre l'aspiration et le refoulement de la pompe, il est muni d'un clapet fermé lorsque la pompe fonctionne normalement, au moment d'un arrêt brusque de la pompe, la

dépression dans la conduite provoque l'ouverture du clapet et se trouve aussi limitée à la pression  $H_a$  existant à l'aspiration. Le clapet interdit par contre le retour d'eau.

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

**8.2.9 Soupape de décharge :**

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

**9 Dimensionnement de bâtiment de la première station pompage :**

**9.1 Hauteur du bâtiment :**

Elle est calculée comme suit :

$$H_b = H_1 + H_2 + H_3 + H_4 + H_5 \dots\dots\dots (V.4)$$

Où :  $H_1 = H_p + H_s + H_r \dots\dots\dots (V.5)$

$H_p$  : hauteur de la pompe (la hauteur du point le plus haut de la pompe) où  $H_p = T + S$ .

A.N :  $H_p = 370 + 315 \Rightarrow H_p = 685 \text{ mm}$  ;

$H_s$  : hauteur du socle de 0,3 à 0,5 m on prend  $H_s = 0,3 \text{ m}$  ;

$H_r$  : hauteur de réserve  $H_r = 0,4 \text{ m}$  ;

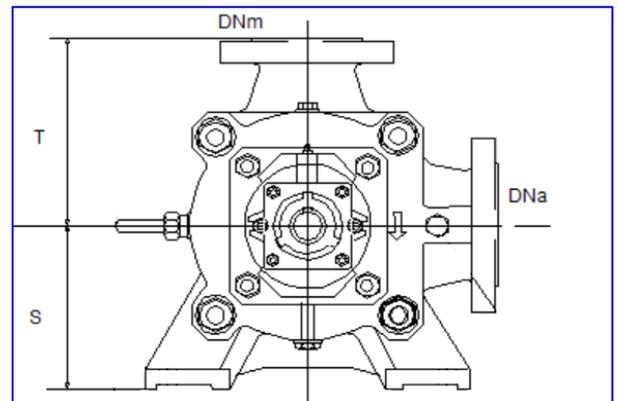
A.N:  $H_1 = 0,685 + 0,3 + 0,4 \Rightarrow H_1 = 1,385 \text{ m}$ ;

$H_2$  : hauteur réservée à l'homme, on prend  $H_2 = 2,2 \text{ m}$  ;

$H_3$  : hauteur du chariot, on prend  $H_3 = 0,3 \text{ m}$  ;

$H_4$  : hauteur profilée, on prend  $H_4 = 0,7 \text{ m}$  ;

$H_5$  : hauteur de sécurité, on prend  $H_5 = 0,4 \text{ m}$  ;



$$A.N : H_b = 1,385 + 2,2 + 0,3 + 0,7 + 0,4 \Rightarrow H_b = 4,985 \text{ m.}$$

On prend comme hauteur du bâtiment  $H_b = 5 \text{ m.}$

**9.2 Longueur du bâtiment :**

Elle est donnée en fonction des paramètres suivants :

$$L_b = n \times L + L_{int} + L_{pf} + L_1 \dots\dots\dots(V.6)$$

$n$ : nombre de pompes, on prend  $n = 4$  (tenant compte de la pompe de secours) ;

$L_b$ : longueur du bâtiment de la station de pompage ;

$L$  : longueur de la pompe et celle du moteur ;

A.N:

$$L = 2565 \text{ mm} \Rightarrow L_{tot} = 4 \times 2.565 = 4 \times 2.565 \Rightarrow L_{tot} = 10.26 \text{ m.}$$

$L_{int}$  : distance entre deux pompes voisines varie de 0,8 à 1,2 m, On prend  $L_{int} = 1,0 \text{ m.}$

$L_{pf}$ : longueur de la plate-forme de montage,  $L_{pf} = 3 \text{ m.}$

$L_1$  : distance entre le mur et le premier organe de la pompe, on prend  $L_1 = 0,5 \text{ m ;}$

$$A.N : L_b = 10.26 + 1 \times 3 + 0.5 + 3 \Rightarrow L_b = 16.76 \text{ m.}$$

La station de pompage aura une longueur de 17 m.

**9.3 Largeur du bâtiment :**

Elle est donnée par la relation :

$$l_b = L_1 + L_2 + L_3 + L_4 + 4.s + L_{bp} + L_{ar} \dots\dots\dots (V.7)$$

$s$  : épaisseur du mur,  $s = 0,2 \text{ m ;}$

$L_1$  : distance entre mur et premier organe de la pompe,  $L_1 = 0.2 + D_a = 0.3 + 0.5 = 0.7 \text{ m ;}$

$L_2$  = distance entre mur et dernière organe de la pompe,  $L_2 = 0.2 + D_i = 0.3 + 0.5 = 0.7 \text{ m}$  ;

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

$L_{bp}$  : longueur du bureau du personnel, On prend  $L_{bp} = 3 \text{ m}$  ;

$L_3$  : longueur des accessoires d'aspiration ;

$L_4$  : longueur des accessoires de refoulement ;

$$L_3 + L_4 = L_p + L_{tr} + L_{tasp} + L_c + L_{div} \dots \dots \dots (V.8)$$

Où :

$L_p$  : longueur de la pompe,  $L_p = 0,72 \text{ m}$  ;

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

A.N :  $l_{tr} = 2 \times 500 \Rightarrow l_{tr} = 1.0 \text{ m}$  ;

$L_{tasp}$  : longueur de tubulure d'aspiration,

$$L_{tr} = 2 \times Da.$$

A.N :  $L_{tr} = 2 \times (1.25 \times 200) \Rightarrow L_{tr} = 0.50 \text{ m}$  ;

$L_c$  : longueur du convergent,  $L_c = (3,5 - 4) \times (Da - da) = 3.5 \times 100 = 0.350 \text{ m}$ .

$L_{div}$  : longueur du divergent,  $L_{div} = (3.5 - 4) \times (Dr - dr) = 3.5 \times 350 = 1.23 \text{ m}$ .

A.N:  $L_3 + L_4 = 0,72 + 1 + 0,5 + 0,35 + 1,23 \Rightarrow L_3 + L_4 = 3,8 \text{ m}$ .

A.N:  $l_b = 0,7 + 0,7 + 3,8 + 4 \times 0,2 + 3 + 3 \Rightarrow l_b = 12 \text{ m}$ .

La station de pompage aura une largeur de 12 m.

**9.4 Dimensions des portes :**

- porte principale : 3×3.
- porte secondaire : 2,5×1,6.

**9.5 Dimensionnement des fenêtres :**

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

$$\sum S_f = 0,15 * 17 * 12 \Rightarrow \sum S_f = 30.6m^2.$$

Le nombre de fenêtres sera :

$$n = S_F / S_f \dots\dots\dots (V.9)$$

n : nombre de fenêtres ;

S<sub>F</sub> : la surface éclairée par les fenêtres ;

S<sub>f</sub> : la surface d'une seule fenêtre, S<sub>f</sub> = (1,2 \* 2.2) m<sup>2</sup> ;

$$n = \frac{30,6}{1,2 * 2,2} = 11,59 ; \quad \text{on prend } n = 12.$$

**Tableau V.5:** Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station de pompage.

Dimensions du bâtiment de la station (m)						
Longueur(m)	Largeur(m)	Hauteur(m)	Epaisseur des murs	Fenêtres(m)	Portes	
					secondaire	principale
17	12	5,5	0,2	1,2*2.2	2.5*1.6	3*3

**Conclusion :**

Le choix des pompes se fait en basant sur la variation de la hauteur manométrique et du débit demandé, sont des pompes centrifuges multicellulaires à axe horizontal pour des hautes pressions, la troisième station de pompage a cinq pompes et deux autres comme secours, les autres stations de pompage (SP1-SP2-SP4) ont pour chacune trois pompes et une de secours, les pompes citées sont des exemples qu'on a choisi en utilisant le logiciel CAPRARI.

*Chapitre -VI-*

PROTECTION DES CONDUITES CONTRE  
LE COUP DE BELIER

## **Introduction:**

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

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

## **1. Protection de l'adduction contre le phénomène transitoire :**

### **1.1. Définition :**

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

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

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

### **1.2. Causes du coup de bélier :**

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

- L'ouverture ou la fermeture instantanée ou trop rapide, qu'elles soient accidentelles ou non d'une vanne de sectionnement dans des canalisations en charge.
- La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par reflux.
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.

- La modification de la vitesse d'une pompe.
- Variation rapide du niveau d'eau dans le réservoir.
- Vague à l'intérieur d'un réservoir.
- Vibration des roues des pompes.
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage est cependant la cause la plus répandue du coup de bélier.

### **1.3. Amplitude des coups de bélier :**

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

$$h = c \times \frac{V_0}{g} \dots\dots\dots (VI.1)$$

Avec

$c$  : célérité des ondes ;

$V_0$  : variation de vitesse ;

$h$  : surpression en mce ;

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

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

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

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

### **1.4. Risques dus aux coups de bélier :**

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

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

#### **1.4.1. Cas de la surpression :**

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par une pression importante se produisant à la suite d'une fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement ou bien à la suite d'une dépression causée par l'arrêt brusque d'une pompe. Si la pression totale c'est-à-dire la pression en régime permanent majorée de la valeur de surpression due au coup de bélier dépasse la pression maximale admissible des conduites il y a risques de rupture de ces derniers et d'importants dégâts au niveau des raccordements (déboîtement) ou encore la détérioration des accessoires (compteurs, manomètres...)

#### **1.4.2. Cas de dépression :**

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

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

#### **1.4.3. Fatigue de la canalisation :**

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

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

### **1.5. Interprétation physique du coup de bélier : [2]**

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

**La première phase :**

L'eau poursuit son ascension, mais la conduite n'est plus alimentée, il va donc se produire à partir de la pompe une dépression, de tranche en tranche l'eau se déprime et la conduite se contracte successivement par diminution élastique de son diamètre L'onde de dépression se propage jusqu'au réservoir à la vitesse  $a$ . Le temps mis par cette onde pour l'atteindre est  $(L/a)$ .

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

**La deuxième phase :**

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

**La troisième phase :**

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

**La quatrième phase :**

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

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

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

Les paragraphes ci-dessus sont extraits du livre « Mécanique des fluides par MICHEL MOREL ».

### **1.6. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier :**

En présence d'une station de pompage, il est plus difficile de contrôler l'ampleur du phénomène étant donné que l'arrêt des pompes peut se produire subitement, par suite d'une interruption du courant qui alimente les moteurs électriques.

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

- ballon hydropneumatique (cas d'une dépression en aval d'une station de pompage),
- soupape anti-bélier (cas d'une surpression à l'aspiration d'un surpresseur),
- volant d'inertie (cas d'une conduite de faible longueur),
- cheminée d'équilibre (cas de faible hauteur manométrique de refoulement),
- clapet d'aspiration auxiliaire (cas d'une bêche d'aspiration en charge sur la pompe),
- clapet en by-pass des pompes (cas d'un surpresseur notamment en irrigation),
- réservoir à régulation d'air automatique (cas d'un refoulement en assainissement),
- clapet d'entrée d'air (cas de faible hauteur géométrique en assainissement).

Les dispositifs de protection sont spécifiques pour une sollicitation donnée, les plus courants sont :

#### **1.6.1. Réservoirs d'air :**

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

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

#### **1.6.2. Cheminée d'équilibre :**

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

**1.6.3. Soupape de décharge :**

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

**1.6.4. Volant d'inertie :**

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

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

Appareils	Avantages	Inconvénients	Observations
Soupape de décharge	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Coût limité</li> <li>- Entretien et réglage facile</li> <li>- Ne consomme pas d'énergie</li> <li>- Indépendant d'une installation électrique</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Nécessite un entretien et un contrôle attentifs (ressort).</li> <li>- Pertes considérables d'eau pendant le fonctionnement</li> </ul>	Utilisé comme protection contre la surpression
Cheminée d'équilibre	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Bon fonctionnement (ne comporte pas d'organes mécaniques susceptibles de fonctionnement défectueux).</li> <li>- Importante durée de vie ;</li> <li>- Indépendante d'une installation électrique ;</li> <li>- Pas de pertes d'eau</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Possibilités d'installation limitées.</li> <li>- Ouvrage coûteux (hauteur généralement très développée).</li> </ul>	Utilisé comme protection et pour la dépression et pour la surpression
Réservoir d'air	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Bon fonctionnement ;</li> <li>- Bonne sécurité ;</li> <li>- Pas de pertes d'eau</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Entretien et réglage compliqués qui exige du personnel qualifié.</li> <li>- Coût élevé.</li> </ul>	Utilisé comme protection contre la dépression et la surpression

Suite du tableau VI.1 :

Volant d'inertie	<ul style="list-style-type: none"><li>- Dispositif économique</li><li>- Intéressant sur les installations qui ne s'arrêtent pas trop souvent.</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>- Consommation d'énergie supplémentaire.</li><li>- Protection limitée par la puissance du moteur et les caractéristiques de démarrage.</li><li>- Inapproprié dans les stations à forte fréquence de démarrage.</li></ul>	Utilisé comme protection contre les dépressions
------------------	---	--	---

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

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

## **2. Principe de fonctionnement du réservoir anti-bélier :**

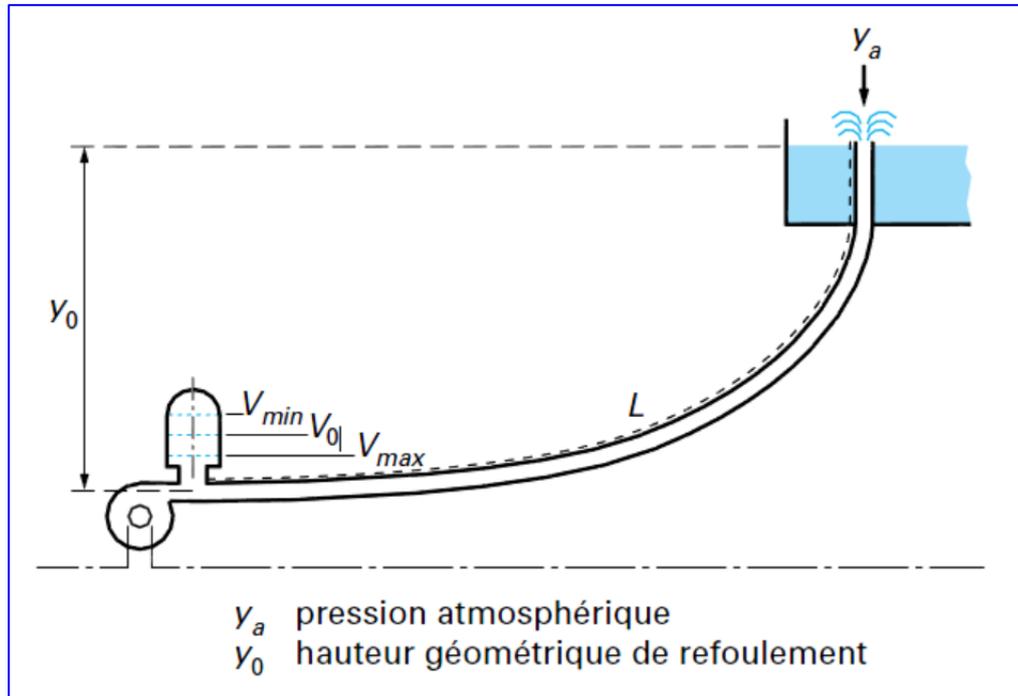
En fonctionnement normal la pression de la conduite s'équilibre avec celle de l'air dans le réservoir. A la fermeture brusque d'une vanne ou à l'occasion d'une disjonction électrique, il se crée alternativement une surpression et une dépression.

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

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

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

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



**Figure VI.1 :** l'emplacement d'un réservoir anti bélier.

### 3. Calcul des réservoirs d'air :

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

- La méthode de VIBERT.
- Méthode de PEUH et MEUNIER.

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

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K \times 2 \times a \times (1 - \nu_m^2) \times (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) \times a \times E_s + E_m \times e_m \times (1 - \nu_s)}}} \text{ (m/s) ..... (VI-2)}$$

Avec :

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

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

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

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

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

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

$e_m$ : Epaisseur de la conduite (m)  $e_m = 0,0135$ m pour la fonte (DN400) ;

a : rayon intérieur de la conduite (m) ;

C : célérité d'onde de choc (m/s).

$$C = \frac{\sqrt{\frac{2.07 \times 10^9}{1000}}}{\sqrt{1 + \frac{1000 \times 2 \times 0,1865 \times (1 - 0.3^2) \times (1 - 0.33)}{(1 - 0.3^2) \times 0,1865 \times 2 \times 10^8 + 1 \times 10^{11} \times 0.0135 \times (1 - 0.33)}}} = 1160,68 \text{ (m/s)}$$

Pour la protection contre la dépression, on va calculer les volumes des réservoirs anti-bélier (réservoir d'air) par la méthode de PEUH et MEUNIER : [2]

Cette dernière utilise trois nombres adimensionnels qui sont :

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

A : caractérise la conduite de refoulement ;

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

Où :

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

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

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

$V_0$  : vitesse d'écoulement en régime permanent (m/s) ;

$H_0$  : pression statique absolue :

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

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

$$H_{abs} = H_g + \sum \Delta h + 10 = \text{HMT} + 10 \dots\dots\dots \text{(VII-7)}$$

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

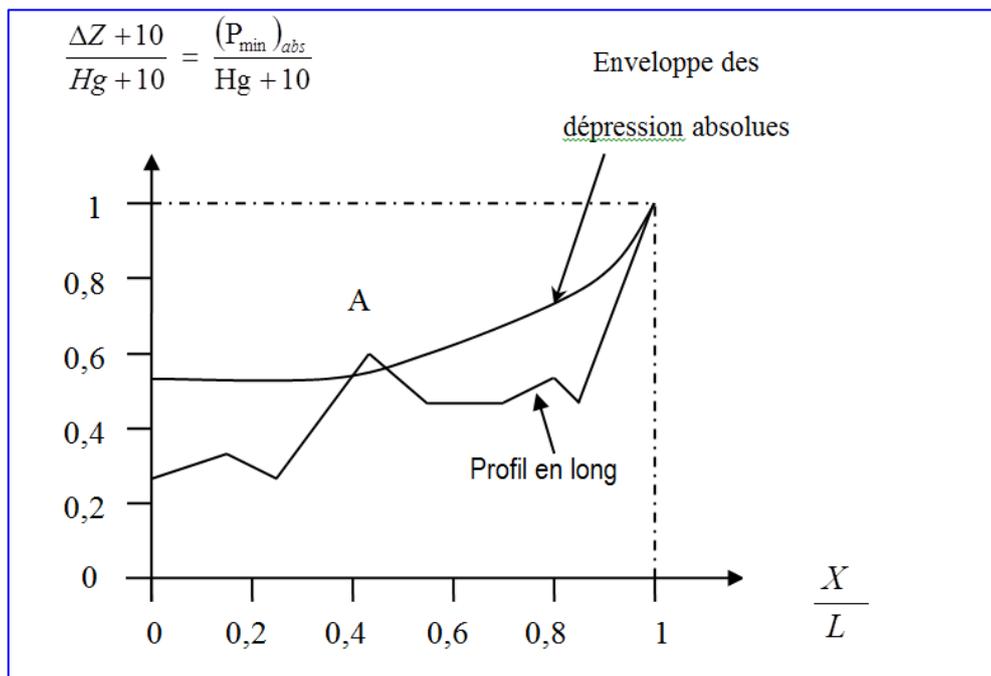
$S$  : section de la conduite de refoulement (m<sup>2</sup>) ;

$U_0$  : volume d'air initial (m<sup>3</sup>) ;

$a$  : célérité (C) en (m/s) ;

$g$  : accélération de la pesanteur (m/s<sup>2</sup>).

Ayant calculé  $K$  et  $A$ , nous superposerons la famille de courbe  $B$  au profil en long de la conduite, et nous choisirons la courbe qui laisse au moins une sécurité de 3m de pression absolue au-dessus du point le plus défavorable du profil, la valeur de  $B$  permettant de calculer  $U_0$  sera ainsi déterminé (voir Figure VI.2).



**Figure VI.2** : Profil en long et l'enveloppe des dépressions.

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

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

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

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

P<sub>mini</sub> : pression minimale (m).

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

**3.1. Caractéristiques des différents tronçons de l'adduction :**

En citant que le premier tronçon est protégé par le système anti-bélier de la conduite principale (couloir n°1).

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

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

Tronçon	Type de matériau	D (mm)	S (m <sup>2</sup> )	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
SP1-SP2	fonte	400	0,1257	1,87	2435	170
SP2-SP3	fonte	400	0,1257	1,87	9171	167
SP3-SP4	fonte	400	0,1257	1,87	4153	175
SP4-RT	fonte	400	0,1257	1,87	5718	172

**3.2. Détermination des valeurs A et K pour chaque tronçon :**

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

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

tronçon	H <sub>0</sub> (m)	H <sub>abs</sub> (m)	V <sub>0</sub> (m/s)	a (m/s)	g (m/s <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub>	A <sub>pris</sub>	K <sub>cal</sub>	K <sub>pris</sub>
SP1-SP2	180	198,82	1,87	1160,68	9.81	1,23	1	0,10	0,10
SP2-SP3	177	226,286	1,87	1160,68	9.81	1,25	1	0,28	0,2-0,4
SP3-SP4	185	206,866	1,87	1160,68	9.81	1,20	1	0,12	0,1
SP4-RT	182	212,106	1,87	1160,68	9.81	1,22	1	0,17	0,2

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

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

**Tableau VI.4 :** Détermination du B pour le tronçon SP1-SP2 (Voir annexe III-1).

côte (m)	1190	1251	1280	1326	1360
L (m)	0	608,75	1217,5	1826,25	2435
$(\Delta Z+10)/H_0$	0,06	0,39	0,56	0,81	1,00
X/L	0	0,25	0,5	0,75	1

**Tableau VI.5 :** Détermination du B pour le tronçon: SP2-SP3 (Voir annexe III-2 ; III-3)

côte (m)	1352	1415	1400	1440	1387	1519
L (m)	0	2912	4613	5843	7746	9171
$(\Delta Z+10)/H_0$	0,06	0,41	0,33	0,55	0,25	1
X/L	0	0,32	0,50	0,64	0,84	1

**Tableau VI.6 :** Détermination du B pour pour tronçon: SP3-SP4 (Voir annexe III-1).

côte (m)	1511	1600	1650	1632	1686
L (m)	0	1237	1925	3173	4153
$(\Delta Z+10)/H_0$	0,05	0,54	0,81	0,71	1
X/L	0	0,30	0,46	0,76	1

**Tableau VI.7.** Détermination du B pour le tronçon: SP4-RT (Voir annexe III-2)

côte (m)	1678	1760	1650	1850
L (m)	0	1539	2859	5718
$(\Delta Z+10)/H_0$	0,05	0,51	-0,10	1,00
X/L	0	0,26915	0,5	1

3.4. Calcul des volumes d'air :

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

Tableau VI.8 : Calcul des volumes d'air pour chaque tronçon.

Tronçon	B	P <sub>mini</sub> /H <sub>0</sub>	P <sub>mini</sub> (m)	U <sub>0</sub> (m <sup>3</sup> )	U <sub>max</sub> (m <sup>3</sup> )	Volumes normalisés en litre
SP1-SP2	0,2	0,66	118,8	2,74	4,21	4000+200
SP2-SP3	1	0,49	86,73	1,82	4,04	4000
SP3-SP4	0,1	0,75	138,75	9,00	12,55	3*4000+ 750
SP4 - RT	0,8	0,5	91	1,51	3,06	3000

Les plus grands volumes d'air sont cités dans le tableau précédent, si nous voulons qu'il reste encore 20% d'eau lors de la plus grande dépression, il nous faut prévoir un ballon de volume  $\tau = 1,2 * U_{max}$ .

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

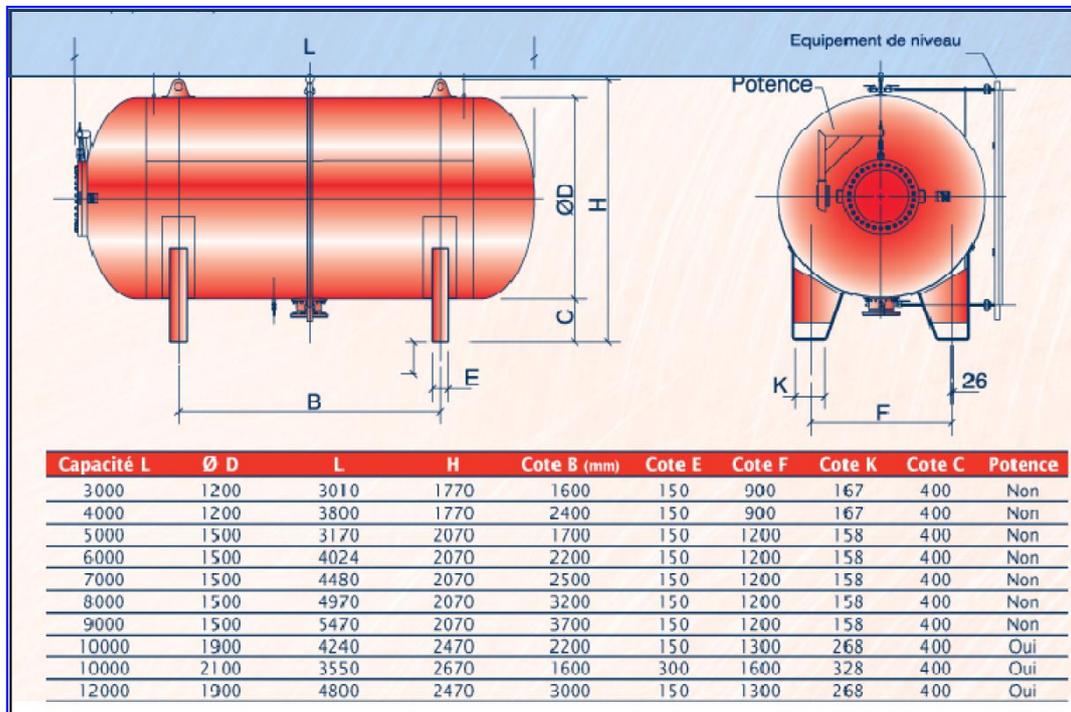


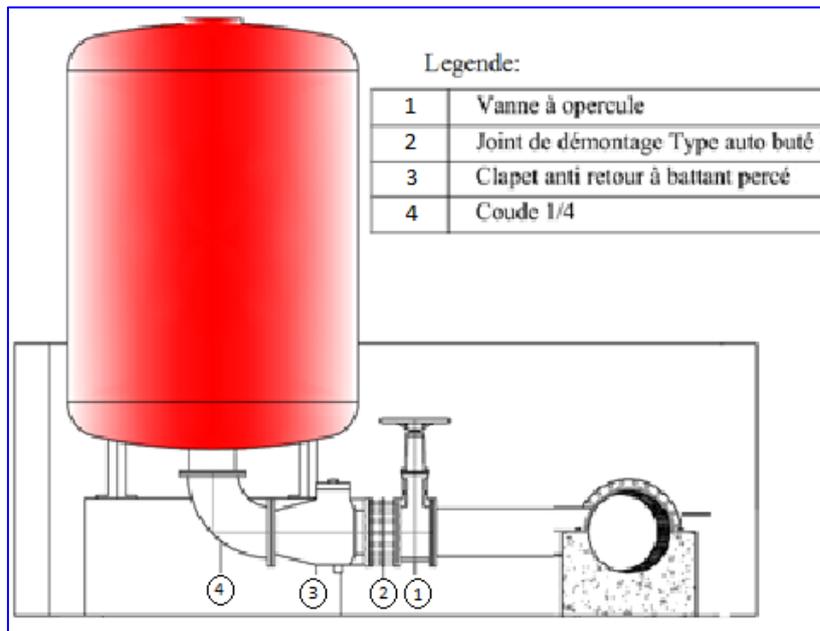
Figure VI.3 : dimensions et caractéristiques d'un réservoir d'air (anti-bélier)

**Remarque :**

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

**3.5. Installation du réservoir d'air :**

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



**Figure VI.4:** Schéma d'installation du réservoir d'air.

Pour la protection contre la surpression, il est convenable que le diaphragme à bord vif destiné à faire chuter la pression ait un diamètre optimum d.

Nous nous servant de l'abaque de Dubin et Guéneau (voir l'annexe V), cette méthode néglige les pertes de charge va dans le sens de la sécurité.

En utilisant A et B on tire  $\alpha \frac{V_0^2}{H_0}$  et  $\frac{P_{max}}{H_0}$  ;

Avec 
$$\alpha = \frac{1}{2g} * \left[ \frac{D^2}{0.6*d^2} - 1 \right]^2 \dots\dots\dots (VI-10)$$

A partir de la formule précédente on calcule « d » qui est le diamètre optimum du diaphragme.

**Tableau VI.9 :** Calcul des diamètres des diaphragmes.

tronçon	H <sub>0</sub> (m)	V <sub>0</sub> (m/s)	D (mm)	A <sub>pris</sub>	B	αV <sub>0</sub> <sup>2</sup> /H <sub>0</sub>	P <sub>max</sub> /H <sub>0</sub>	α	d (m)
SP1-SP2	180	1,87	400	1	0,2	1,7	1,0588	87,51	0,079
SP2-SP3	177	1,87	400	1	1	2,75	1,1875	139,19	0,071
SP3-SP4	185	1,87	400	1	0,1	1,6	1,0325	84,65	0,080
SP4-RT	182	1,87	400	1	0,8	2,6	1,175	135,32	0,071

Si on prend le cas du premier tronçon (SP1-SP2) et pour que la conduite soit protégée sur toute sa longueur, il faut l'équiper d'un réservoir eau + air comprimé d'un volume total τ=5,052 m<sup>3</sup>, avec un volume d'air en fonctionnement permanent U<sub>0</sub> de 2,74 m<sup>2</sup>.

La canalisation de branchement entre le ballon et la conduite de refoulement sera équipée d'un clapet ne laissant passer l'eau que dans le sens ballon conduite (dépression), by passée par un diaphragme à bord vif dont le diamètre optimum sera de 80 mm, dans le sens conduite réservoir (surpression), l'eau passe par ce diaphragme.

**4. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier**

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 et alors cette déformation se propage à l'amont de la conduite constituant un danger pour la conduite.

Notant qu'il n'est pas possible de supprimer totalement l'effet du coup de bélier, mais on peut arriver à limiter ceci à une valeur compatible à la résistance des installations de la conduite gravitaire.

La seule protection de la conduite gravitaire contre le phénomène du coup de bélier consiste à étudier la loi de fermeture de la vanne sur cette conduite.

**Tableau VII.10 :** Les caractéristiques de la conduite gravitaire.

conduite	D (mm)	e (mm)	L(m)	V <sub>0</sub> (m/s)	h <sub>0</sub> (m)
RT-RA	350	13.5	6818	2,33	80

La célérité d'onde de surpression est :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{2 \times K \times a \times (1 - v_m^2) \times (1 - v_s)}{(1 - v_m^2) \times a \times E_s + E_m \times e_m \times (1 - v_s)}}} = 1160,67 \text{ m/s.}$$

L'onde réfléchi atteint la vanne au bout d'une durée de :

$$tc = \frac{2L}{c} \dots\dots\dots (VI-10)$$

$$\text{A.N. } tc = \frac{2 \times 6818}{1160,68} = 11,75 \text{ secondes}$$

Avec la valeur de C nous déterminons :

$$\frac{\Delta h}{h_0} = \frac{c v_0}{g h_0} \times \frac{\Delta v}{v_0} \dots\dots\dots (VI-11)$$

$$\text{A.N. } \frac{\Delta h}{h_0} = \frac{1160,68 \times 2,33}{9,81 \times 80} \times \frac{\Delta v}{v_0}$$

$$\frac{\Delta h}{h_0} = 3,45 \times \frac{\Delta v}{v_0}$$

Dans ce qui suit, nous essayons de déterminer l'évolution de la pression dans la conduite durant la manœuvre du robinet vanne imposée caractérisée par la loi suivante (tableau VI.10).

**Tableau VI.11 :** loi de manœuvre du robinet vanne.

t/t <sub>c</sub>	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0
A <sub>v</sub> /A <sub>v0</sub>	1,0	0,85	0,60	0,35	0,10	0,00

A<sub>v</sub> : aire de la section correspond à la vitesse v ;

A<sub>v0</sub> : aire de la section correspond à la vitesse v<sub>0</sub> ;

Nous admettons que la vanne reste immobile et entièrement ouverte pendant 0,2 secondes et qu'à la fin de cette fraction de temps elle prend brusquement la position de  $A_v/A_{v0}=0,85$ .

Pour  $t/t_c=0,2$  et d'après l'application de l'équation suivante :

$$\frac{v-\Delta v}{v_0} = \frac{A_v}{A_{v0}} \sqrt{\frac{h+\Delta h}{H_0}} \dots\dots\dots (VI-12)$$

On trouve :

$$\frac{v-\Delta v}{v_0} = 0,85 \sqrt{\frac{h+\Delta h}{H_0}} \dots\dots\dots (VI-13)$$

En éliminant  $\frac{\Delta h}{h_0}$ , entre (VI-11) et (VI-13), on obtient une équation de seconde degré dont on tire :

$$\frac{\Delta V}{V_0} = 0.0626 \quad ; \quad \frac{\Delta h}{h_0} = 0.2161.$$

Ces valeurs sont inscrites dans les rubriques y correspondantes du tableau Tableau VII.11 et permettent de calculer les valeurs y correspondantes de  $V/V_0$  et de  $h/h_0$ .

Pour  $t/t_c$  l'équation (VI-13) devient :

$$0,9374 - \frac{\Delta V}{V_0} = 0.60(1,2161 + 3,45 * \frac{\Delta h}{h_0})^{1/2}$$

$$\text{Et de même on trouve : } \frac{\Delta V}{V_0} = 0,2097 \quad ; \quad \frac{\Delta h}{h_0} = 0,7233.$$

Le tableau se complète suivant le procédé suivant :

Pour  $t/t_c=1.2$  l'onde de pression engendrée à l'instant  $t/t_c=0.2$  réfléchi par l'extrémité amont de la conduite atteint la vanne en y occasionnant un décroissement de la hauteur piézométrique :

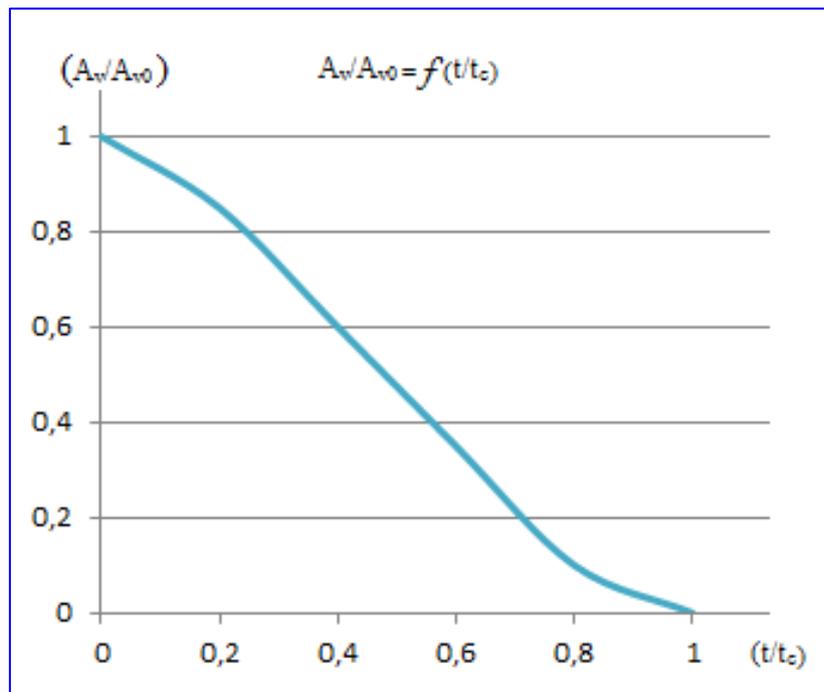
$$-2 * \frac{\Delta h}{h_0} = -0,4322.$$

D'une manière analogue les ondes réfléchies continuent à réduire la hauteur piézométrique jusqu'à  $h/h_0 = -1,5499$  pour  $t/t_c=2$  Les résultats de calcul sont rapportés au tableau suivant :

**Tableau VII.12 :** tableau récapitulatif des calculs concernant la fermeture de la vanne.

T (s)	$t/t_c$	$A_v/ A_{v0}$	$\Delta v/ v_0$	$\Delta h/ h_0$	$v/ v_0$	$h/ h_0$
0	0,0	1,0	0,0000	0,0000	1,0000	1,0000
2,35	0,2	0,85	0,0626	0,2161	0,9374	1,2161
4,7	0,4	0,60	0,2097	0,7233	0,7277	1,9394
7,05	0,6	0,35	0,3420	1,1798	0,6386	3,2119
9,4	0,8	0,10	0,4224	1,4572	0,2162	4,6691
11,75	1,0	0,00	0,2162	0,7459	0,0000	<b>5,4150</b>
14,1	1,2	0,00	0,0000	-0,4322	0,0000	4,9828
16,45	1,4	0,00	0,0000	-1,4466	0,0000	3,5362
18,8	1,6	0,00	0,0000	-2,3596	0,0000	1,1766
21,15	1,8	0,00	0,0000	-2,9144	0,0000	-1,7378
23,5	2,0	0,00	0,0000	-1,4918	0,0000	-3,2296

Le graphe représenté dans la figure VI.5 montre l'application de la loi de manœuvre (fermeture de la vanne).



**Figure VI.5 :** Graphe représentant la loi de manœuvre (fermeture de la vanne)

Lorsque la durée de la fermeture est longue que  $t_c = 2L/c$  les ondes réfléchies peuvent retourner à la vanne avant que celle-ci, soit complètement fermée et y réduire l'accroissement de la pression.

## **Conclusion**

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

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

Puis en fonction des caractéristiques du robinet vanne nous avons déterminé la loi de manœuvre de ce dernier. Cette manœuvre permet d'avoir une variation de pression lente vers la fin de la fermeture du robinet vanne ce qui garantira son bon fonctionnement et sa longévité.

*Chapitre -VII-*

**POSE DE CANALISATION ET  
ACCESSOIRES**

## **Introduction :**

Après un dimensionnement technico-économique, on va entamer dans ce chapitre les principes de pose de canalisations qui doivent d'être respectés et qui représente une étape très importante pour la stabilité de celle-ci qui devra s'abriter pendant des années, n'oubliant pas de citer les différents accessoires existants le long de notre adduction.

## **1 Pose des canalisations :**

### **1.1 Le Principe de pose des canalisations :**

La manutention des conduites surtout dans notre cas où la canalisation est en fonte doit se faire avec les plus grandes précautions.

Les conduites sont posées directement sur le sol ou dans le fond des tranchées, il convient d'éviter de les rouler sur les pierres ou en sol rocheux, sans avoir constitué au préalable, des chemins de roulement.

Au moment de leur mise en place, les conduites sont examinées (présence de fissures) et soigneusement débarrassées de tous corps étrangers qui pourraient y avoir été introduits.

Les conduites sont présentées bien dans le prolongement les uns des autres en facilitant leur alignement au moyen de cales provisoires qui sont également disposées aux changements de direction. Ces cales sont constituées à l'aide de mottes de terre bien tassées ou de coins en bois. Le calage provisoire au moyen de pierres est rigoureusement interdit.

La profondeur de la tranchée sera suffisante pour obtenir la couverture minimum exigée. En terrain dur, les conduites seront posées sur un lit de pose de matériaux (sable) de 150 mm.

### **1.2 Pose de canalisation en pente :**

La zone d'étude représente un terrain accidenté suivant la plus part de notre tracé. Les frottements entre la canalisation et les terres sont insuffisants pour maintenir la conduite. Il convient alors d'équilibrer la composante axiale de gravité par l'utilisation de butées d'ancrage ou de joints verrouillés, les deux techniques pouvant être associées.

Par simplification, nous retiendrons qu'il convient d'ancrer une conduite lorsque la déclivité dépasse :

20 % pour une conduite aérienne,

25 % pour une conduite enterrée.

La pose en pente d'une canalisation en fonte ductile peut être faite de deux façons :

- En réalisant des massifs en béton pour chaque tuyau ;
- En réalisant un massif en béton en tête de tronçon verrouillé.

## 2 Traversée de la route (Pose de canalisation en galerie) :

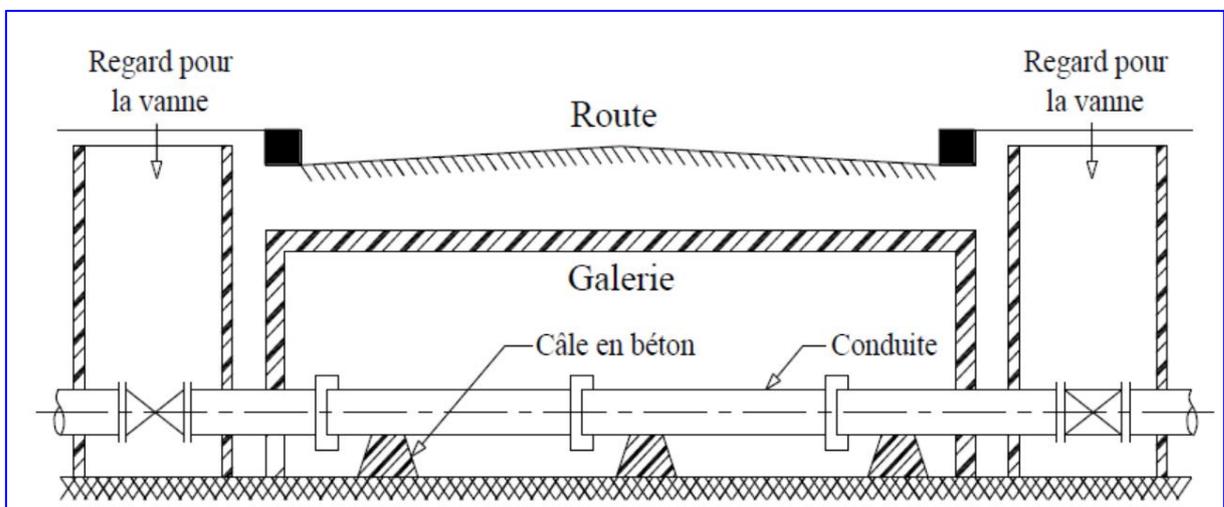
Dans certains cas le tracé de la canalisation peut rencontrer des obstacles qui nous obligent à placer la conduite dans une galerie.

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 leur mouvement.

Les canalisations de petit diamètre peuvent être placées dans un fourreau de diamètre supérieur et reposant sur des tasseaux en béton. Les robinets vannes sont placés dans des regards implantés de part et d'autre de la route.

Au niveau de la traversée de la route nationale N31 (SP2,SP3) à une cote de 1400, la conduite est en fonte ductile protégée dans un fourreau en béton armé, des regards pour le raccordement des conduites est projeté.

La figure suivante résume le cas.



**Figure VII.1** : pose de canalisation en galerie.

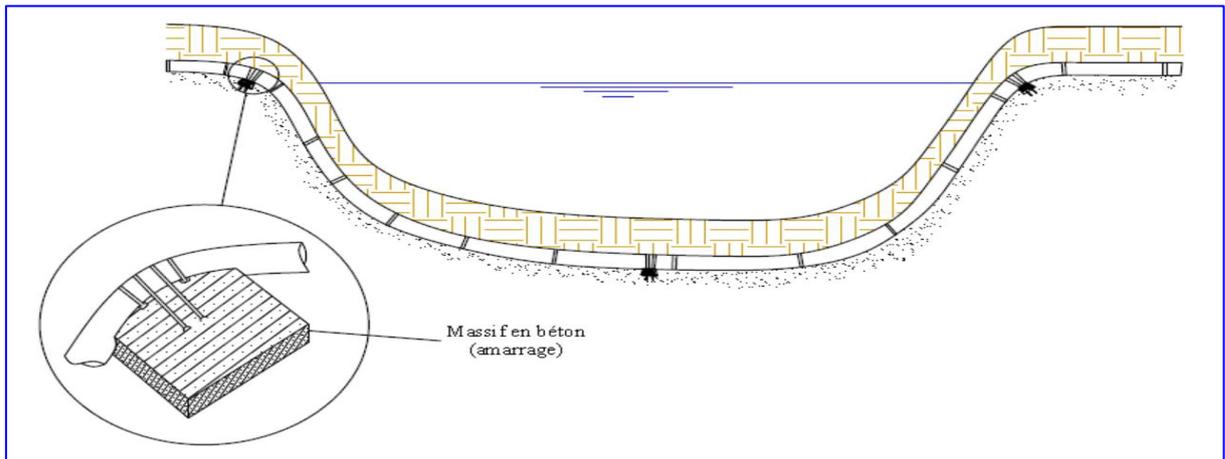
### 2.1 Traversée d'une rivière :

La pose de canalisation à la traversée d'une rivière demande certains travaux spéciaux 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.

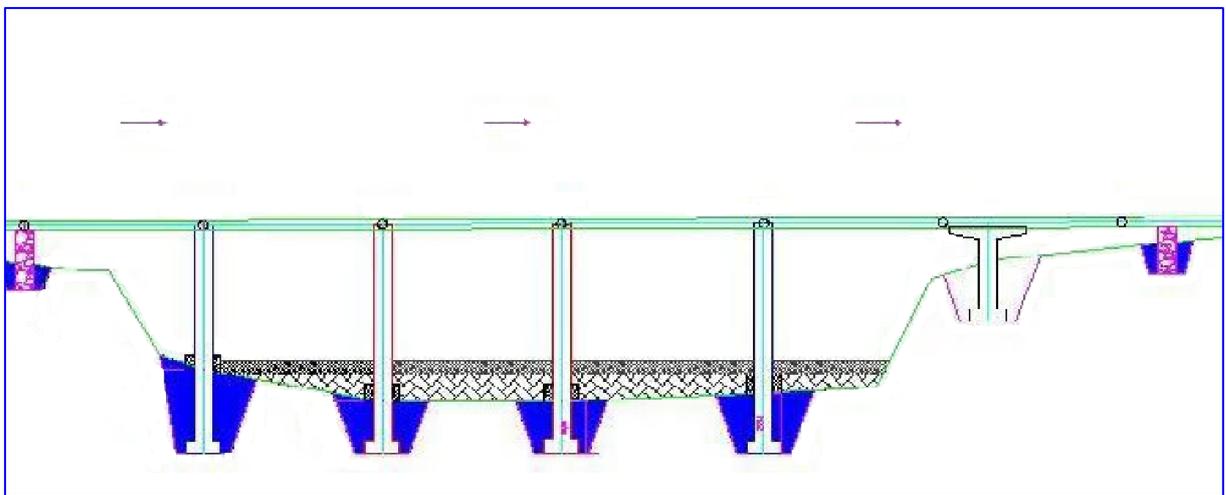
Dans le cas où le pont-route n'existe pas la canalisation pourra suivre le lit de rivière, posée sur des ouvrages spéciaux (tasseaux par exemple) et couverte de tout-venant pour être protégée contre les chocs.

Dans notre cas et le long du tracé la conduite va traverser deux Oueds ont une largeur varie de 15 à 40 m.

Le schéma suivant nous donne un exemple sur la traversée des Oueds (révières).



**Figure VII.2:** traversée d'une rivière.



**Figure VII.3:** traversée d'un Oued.

## 2.2 Cas d'un terrain agressif :

La protection des conduites enterrées en fonte, contre les phénomènes de corrosion, est à réaliser par une manche en film de polyéthylène lorsqu'il y a présence de sulfures, de sulfates ou de chlorures.

La manche en polyéthylène d'une certaine ampleur drapé la canalisation et doit la plaquer au maximum. La totalité du pli, dont l'extrémité est toujours dirigée vers le bas, se situe dans la partie supérieure de la canalisation. La manche est maintenue par des bandes adhésives ou des colliers souples à agrafage automatique à raison de 4 par conduite. Les manches successives sont posées avec un recouvrement minimal de 0,30 m.

### **2.3 Essais de pression et d'étanchéité d'adduction :**

Toute conduite à écoulement en charge subit des essais de pression et en conséquence d'étanchéité. Le principe est le même pour les adductions en charge par refoulement ou gravitaire, néanmoins les normes de pression diffèrent. En refoulement, la pression d'essai est de l'ordre de 1,8 fois la pression de service et de 1,5 fois la pression en cas gravitaire.

La conduite, soit en refoulement ou en gravitaire, est sectionnée en tronçons d'une longueur environ de 200 m par les robinets de sectionnement dotés de by-pass et vidange (voir accessoires). Le remplissage en eau se fait progressivement (1/10 du débit de fonctionnement) pour chaque tronçon isolé à ses deux extrémités par les robinets jusqu'à atteindre la pression voulue en fonction des cas. Pour la bonne étanchéité, nous attendons environ 30 mn, la variation de la pression ne doit pas dépasser 0,1 bar. Nous devons vérifier l'étanchéité au niveau des joints surtout.

### **2.4 La mise en eau des adductions :**

La mise en eau doit se faire tronçon par tronçon avec un débit fractionné (1/10) de façon progressive. Cette technique permet de protéger les appareils accessoires contre les chocs provoqués par l'eau (surtout les ventouses). Une fois le tronçon rempli, nous passons au remplissage du 2<sup>ème</sup> tronçon en série à travers le by-pass reliant les deux tronçons en court-circuitant le robinet vanne qui reste fermé. et Ainsi de suite.

La gestion des équipements d'approvisionnement en eau potable doit être déléguée à un concessionnaire responsable du fonctionnement, de l'entretien courant et préventif, de la maintenance, du renouvellement, de la gestion technique et de la gestion financière.

## **3 Accessoires :**

Les accessoires sont comme suit :

### **3.1 Vannes de sectionnement :**

Elles sont nécessaires pour l'exploitation du système de transfert et permettent d'en isoler une partie pour l'intervention sans arrêter totalement l'alimentation.

Il est prévu d'installer des vannes de sectionnement intermédiaires tous les 200 à 300 m du fait des diamètres importants.

Pour des raisons d'exploitation et de facilité de la fermeture, les vannes de diamètre supérieur ou égal à 250 mm seront associées à un by-pass pour permettre la remise en eau progressive qui sera placée le long de l'adduction de renforcement puisque elle représente des diamètres importants.

Elles permettent également de maîtriser les écoulements dans le réseau, donc de mieux gérer celui-ci. Il existe plusieurs types de vannes qui satisfont à des besoins variés. :

### **3.1.1 Les vannes d'isolement :**

Permettent d'isoler certains tronçons que nous voulons inspecter, réparer ou entretenir. Nous distinguons deux types : les robinets à papillon pour les conduites de gros diamètres et les robinets-vannes pour les conduites de petits diamètres. Nous allons les placer au niveau de chaque départ du tronçon de l'adduction d'eau potable.

### **3.1.2 Les vannes à clapets de non-retour :**

Permettent de diriger l'écoulement dans un seul sens. Elles sont installées sur les conduites de refoulement.

#### **Remarque :**

Dans notre cas, nous prévoyons d'installer:

-Les vannes à clapets de non-retour à la sortie de chaque pompe, sur chaque conduite d'arrivée des réservoirs, sur la conduite d'aspiration de chaque pompe.

-Les vannes d'isolement de type papillon sur chaque conduite de départ du réservoir pour éviter sa vidange accidentelle.

### **3.1.3 Robinet à flotteur :**

Situé à l'extrémité de la conduite d'arrivée dans les réservoirs. Il permet d'arrêter ou d'activer leur alimentation. La commande est transmise par flotteur ou par la pression hydrostatique entre le réservoir et la station de pompage

Il sert à régler la tranche d'eau sur laquelle nous voulons travailler.

#### *Remarque :*

Pour notre cas, nous prévoyons des robinets à flotteur dans :

-La bêche d'aspiration de la station de pompage.

-L'alimentation des réservoirs.

### 3.2 Ventouses :

Ce sont des appareils de dégazage mis en place aux points hauts de la canalisation et servant à l'évacuation de l'air occlus. L'air, compressible, est le pire ennemi des installations. Les bouchons d'air se compriment et décompressent créant des pressions qui varient sans cesse. Les sous-pressions sont souvent plus dévastatrices que les surpressions. Si l'on ne prévoit pas d'entrée d'air lorsque l'on vide les tuyaux, cela engendre un phénomène qui engendre des déformations et dégradations importantes des tuyaux. Nous injectons donc de l'air par les ventouses dans notre cas:

- a) à tous les points les plus hauts
- b) à tous les points hauts intermédiaires
- c) sur des grandes longueurs en montée ou descente (Installation tous les 800m)
- d) après les pompes

### 3.3 Vidange :

Les vidanges ont pour fonction d'évacuer l'eau à partir de la conduite lors de l'entretien ou en cas de problème, elles sont prévues:

-A tous points bas du profil de la conduite.

-D'un côté ou de part et d'autre des vannes de sectionnement, là où la fermeture de celles-ci crée un point bas.

#### **Remarque :**

Etant donné que la station de pompage est située dans le même site un réseau de protection contre l'incendie peut être projeté.

### 3.4 By-pass :

Le by-pass est utilisé pour :

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

Dans notre cas, les by-pass sont placés parallèlement aux vannes de sectionnement se trouvant le long de la conduite gravitaire et de refoulement pour remplir les deux premiers rôles, et à l'intérieur de la chambre de vannes pour remplir le troisième rôle

### **3.5 Moyens anti-bélier :**

Les différents moyens de protection anti-bélier.

#### **Remarque :**

Dans notre projet, la protection contre le coup de bélier est détaillée dans le chapitre VI.

### **3.6 Crépines :**

La crépine évite l'entrée des corps solides dans la pompe, elle est constituée par un cylindre perforé qui refuse le passage à des objets.

Il est à noter qu'une crépine doit toujours être entièrement immergée pour éviter les rentrées d'air (une marge suffisante doit être prévue pour le vortex) et éloignée d'environ 0,5m du fond du puisard.

### **3.7 Déversoirs de trop plein :**

Dans certains cas lorsque le débit d'apport est important, nous avons intérêt à transformer l'extrémité supérieure de la conduite de trop plein en forme d'entonnoir dimensionné et Ça se trouve au niveau des conduites de trop plain des réservoirs tampons RT1 et RT2 alimentées respectivement par la station de pompage 1et la station de pompage 2.

### **3.8 Joints de raccordement :**

Les conduites sont assemblées par des joints non verrouillés, verrouillés ou à brides. Les joints verrouillés permettent une auto butée des canalisations, évitant des massifs en béton lourds, encombrants et longs à réaliser. Les joints les plus couramment utilisés sont:

- le joint express (verrouillé ou non) ;
- le joint standard (verrouillé ou non) ;
- les joints automatiques verrouillés ;
- le joint à brides (fixe ou orientable).

Les joints modernes sont verrouillés grâce à des bagues de joint en élastomère comportant des inserts métalliques. De même, le joint proprement dit, qui se place entre les brides, est actuellement en élastomère garni d'inserts métalliques pour éviter le fluage à la compression lors du serrage.

Selon les diamètres et les types de joints, une certaine déviation est admise à la pose variant de 1 à 5°.

### 3.9 Organes de mesure :

a-Mesure de débit :

Les différents dispositifs de mesure sont :

- Le diaphragme ;
- Le venturi ;
- La tuyère.

La pression différentielle est convertie en débit volumique, à l'aide de coefficients de conversion, selon le type de débitmètre manométrique utilisé et le diamètre de la conduite.

b-Mesure de pression :

Les appareils utilisés pour la mesure de pression sont :

Manomètres à aiguilles :

Dans les manomètres à aiguille, le mouvement est transmis à l'aiguille soit par un secteur denté soit par un levier soit par une membrane. L'avantage de cette transmission est la facilité d'étalonnage et son inconvénient réside dans usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des vibrations.

Manomètres à soufflet :

Ce sont des manomètres dont l'organe actif est un élément élastique en forme de soufflet. Sous l'effet de la pression, le soufflet se déforme dans la direction axiale. Les manomètres à soufflet présentent l'avantage d'éliminer le danger de gel et leur inconvénient réside dans leur sensibilité aux vibrations et au sur-chauffage.

### 3.10 Organes de raccordement :

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

- La déviation d'une partie d'écoulement,
- L'introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire ou son soutirage,
- Le changement de diamètre de la conduite,
- Le montage et le démontage des accessoires,
- Le changement de direction de la conduite.

a- Coudes :

Les coudes sont des accessoires utiles surtout pour les réseaux maillé et ramifié, lorsque la conduite change de direction. Généralement, les coudes sont maintenus par des massifs de butées, convenablement dimensionnés.

Nous distinguons des coudes à deux emboîtements ou bien à emboîtements et à bout lisse ; les deux types de coude se présentent avec un angle  $\alpha$  de :  $\frac{1}{4}$  ( $90^\circ$ ),  $\frac{1}{8}$  ( $45^\circ$ ),  $\frac{1}{16}$  ( $22^\circ 30'$ ),  $\frac{1}{32}$  ( $11^\circ 15'$ ).

b- Cônes :

Les cônes sont utilisés pour relier deux conduites de diamètres différents comme on les rencontre aussi à l'entrée et à la sortie des pompes. On distingue :

- Les cônes à deux emboîtements,
- Les cônes à deux brides,
- Les cônes à emboîtement et bride.

c-Tés :

Les tés sont utilisés dans le but de soutirer un débit d'une canalisation ou d'ajouter un débit complémentaire. Ils sont rencontrés au niveau des réseaux maillés, ramifiés et des canalisations d'adduction en cas de piquage.

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

d-Joints de démontage :

En pratique, nous rencontrons des manchons à bouts lisses des deux extrémités, à deux emboîtements, à emboîtement et bout lisse, à deux brides, à bride et bout lisse, à emboîtement et bride, nous les rencontrons surtout au niveau des montages des appareils accessoires (vannes, clapet...) et au niveau de certains joints.

#### **4 Estimation des aménagements :**

Les tableaux donnés ci-après constituent une pré-estimation des travaux à réaliser pour la mise en service du transfert.

Cette estimation se base sur des prix d'ordre observés pour des marchés similaires dans les dernières années.

Les prix sont donnés en dinars algérien.

**Tableau VII.1** : Tableau récapitulatif de différentes fournitures.

N°	Désignation des travaux	U	Qté	P. U	Montant
<b>TERRASSEMENT</b>					
01	Déblais de la tranchée y/c toutes sujétions de bonnes réalisations	M <sup>3</sup>	80673	400	32269200
02	Remblais de la tranchée en terre y/c toutes sujétions de bonnes réalisations	M <sup>3</sup>	72790	400	29116000
04	Mise en place de couche de lit de pose en sable d'une épaisseur de 15 cm y/c le réglage et le compactage	M <sup>3</sup>	3889	1000	3889000
<b>CANALISATION</b>					
	les conduits sont en fonte y/c toutes sujétions de bonnes réalisations				
01	Ø400	ML	26570	16401,066	435776324
02	Ø350	ML	6818	14873,353	101406521
<b>EQUIPEMENT</b>					
01	Des robinets vanne en fonte toutes sujétions	U	30	345853,49	1037565
02	Brises charge	U	10	1400000	14000000
<b>DIVERS</b>					
01	Grillage avertisseur bleu y/c toutes sujétions	ML	33380	16,10	537547
<b>LES STATIONS DE POMPAGE</b>					
01	Décapage	M <sup>3</sup>	36	400	14400
02	Excavation	M <sup>3</sup>	162	250	40500
03	Remblai compacté	M <sup>3</sup>	208,32	500	104160
04	Béton de propreté	M <sup>3</sup>	10,8	8000	86400
05	Béton armé	M <sup>3</sup>	252	30000	7560000
06	Maçonneries	U	15800	25	395000
07	les quatre stations de pompage (14 pompes)	U	14	4200000	58800000

Suite au tableau précédent :

<b>LES RESERVOIRS</b>					
<b>01</b>	Les bâches d'aspiration	M <sup>3</sup>	200	30000	6000000
<b>02</b>	Réservoir tampon	M <sup>3</sup>	125	30000	3750000
<b>03</b>	Réservoir d'alimentation	M <sup>3</sup>	265	30000	7950000
<b>TOTAL EN T.T.C 702732617</b>					

**En chiffre** : 702.732.617 DA en TTC

**En lettre** : sept cents deux millions sept cents trente-deux mille six cents dix-sept DA en TTC

### **Conclusion :**

Dans ce chapitre deux étapes ont été abordées, la pose de canalisation et l'emplacement des accessoires. Le tracé des adductions choisi techniquement nous a permis d'avoir une pose de canalisation avec moins de contraintes et d'obstacles et également moins de surprofondeurs. Afin de faciliter l'accès et la gestion de ces adductions, le tracé retenu est en bordure des chemins et routes. Les accessoires énumérés dans ce chapitre sont nécessairement utiles pour le bon fonctionnement de l'adduction.

## **CONCLUSION GENERALE**

Dans ce mémoire de fin d'étude, nous avons procédé à l'étude d'un projet d'alimentation en eau potable de la commune d'Arris qui se situe au Sud de la wilaya de Batna.

Nous avons présenté en premier lieu la zone de notre étude et donné un aperçu général sur le système d'adduction existant, dans un second temps et concernant le système d'adduction, nous avons essayé de choisir la variante la plus économique, cette dernière préconise un tracé parallèle à celui de la conduite de gaz de SONELGAZ, le dimensionnement de réseau d'adductions se fait en utilisant comme matériau la fonte ductile.

La liaison entre le tronçon de refoulement et gravitaire est assurée par un réservoir tampon RT de 1000 m<sup>3</sup> implanté à une cote de 1840 m NGA, afin d'arriver au réservoir de stockage de 3000 m<sup>3</sup> implanté à 1280 m NGA.

Le refoulement d'un débit de 235,2 (l/s) se fait à l'aide de quatre stations de pompage suite à un écoulement sous l'influence de la charge de l'adduction principale.

En raison du terrain très accidenté on a été obligé de placer plusieurs réducteurs de pression le long de la conduite gravitaire afin de permettre un fonctionnement sûr de la dite conduite.

Au long du réseau d'adduction, on place des ventouses à chaque point haut pour évacuer les bulles d'air qui peuvent survenir à l'intérieur de la conduite, et des vidanges au niveau des points bas.

La protection de ce système est prise en considération pour augmenter la durée de vie de ce dernier, elle consiste à le protéger contre le régime transitoire, c'est la protection contre le coup de bélier en projetant des réservoirs d'air pour la partie refoulement, et par l'application de la loi de manœuvre pour la partie gravitaire.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] A. Dupond : (1979) « Hydraulique urbaine » (tome2) Eyrolles.
- [2] MICHEL A.MOREL : (1994) « Exercices de mécanique des fluides » (Tome 02) Chihab-Eyrolles.
- [3] BENJAMIN VIAL : (2011) « Les matériaux de canalisations », Centre de Ressources EnviroB.A.T-Méditerranée.
- [4] HUGUES GODART : (2009) « Adduction et Distribution D'eau », Techniques de l'Ingénieur.
- [5] BELKHIRI KAMEL : (2006) « Contrôle rapide des structures en relation avec le risque et évaluation des dommages causés par une catastrophe naturelle : cas de séisme » du Mémoire l'université de Batna.

# ***ANNEXE I***

**Annexe I: Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants (pourcentage du débit maximal journalier).**

<b>HEURES</b>	<b>NOMBRE D'HABITANTS</b>				
	<b>Moins de 10000</b>	<b>10 001 à 50 000</b>	<b>50001 à 100000</b>	<b>Plus de 100000</b>	<b>Agglomération de type rurale</b>
<b>(h)</b>					
0-1	01	1.5	<b>3</b>	3.35	0.75
1-2	01	1.5	<b>3.2</b>	3.25	0.75
2-3	01	1.5	<b>2.5</b>	3.3	01
3-4	01	1.5	<b>2.6</b>	3.2	01
4-5	02	2.5	<b>3.5</b>	3.25	03
5-6	03	3.5	<b>4.1</b>	3.4	5.5
6-7	05	4.5	<b>4.5</b>	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	<b>4.9</b>	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	<b>4.9</b>	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	<b>4.6</b>	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	<b>4.8</b>	4.85	06
11-12	5.5	6.25	<b>4.7</b>	4.6	8.5
12-13	07	05	<b>4.4</b>	4.6	8.5
13-14	07	05	<b>4.1</b>	4.55	06
14-15	5.5	5.5	<b>4.2</b>	4.75	05
15-16	4.5	06	<b>4.4</b>	4.7	05
16-17	05	06	<b>4.3</b>	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	<b>4.1</b>	4.35	3.5
18-19	6.5	05	<b>4.5</b>	4.4	06
19-20	5.0	4.5	<b>4.5</b>	4.3	06
20-21	4.5	04	<b>4.5</b>	4.3	06
21-22	03	03	<b>4.8</b>	3.75	03
22-23	02	02	<b>4.6</b>	3.75	02
23-24	01	1.5	<b>3.3</b>	3.7	01

# ***ANNEXE II***

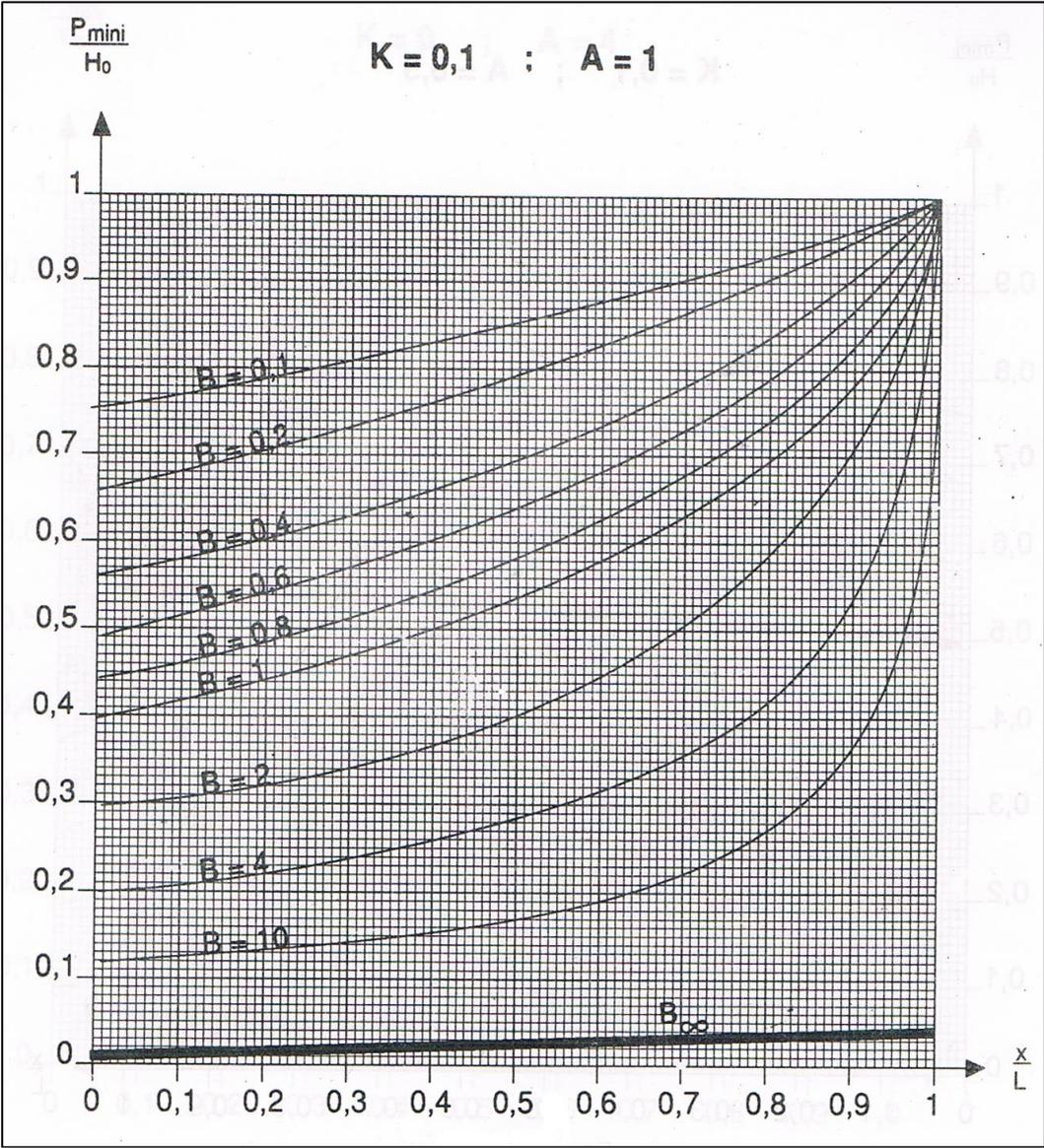
**Annexe II:** Tableau du prix du mètre linéaire des conduites en fonte.

<b>Diamètre en (mm)</b>	<b>Prix de ml (DA)</b>
<b>250</b>	<b>12696,596</b>
<b>300</b>	<b>13569,655</b>
<b>350</b>	<b>14873,353</b>
<b>400</b>	<b>16401,066</b>
<b>450</b>	<b>17580,321</b>
<b>500</b>	<b>19673,665</b>
<b>600</b>	<b>25114,958</b>
<b>700</b>	<b>30555,052</b>
<b>800</b>	<b>34895,146</b>
<b>900</b>	<b>39235,24</b>

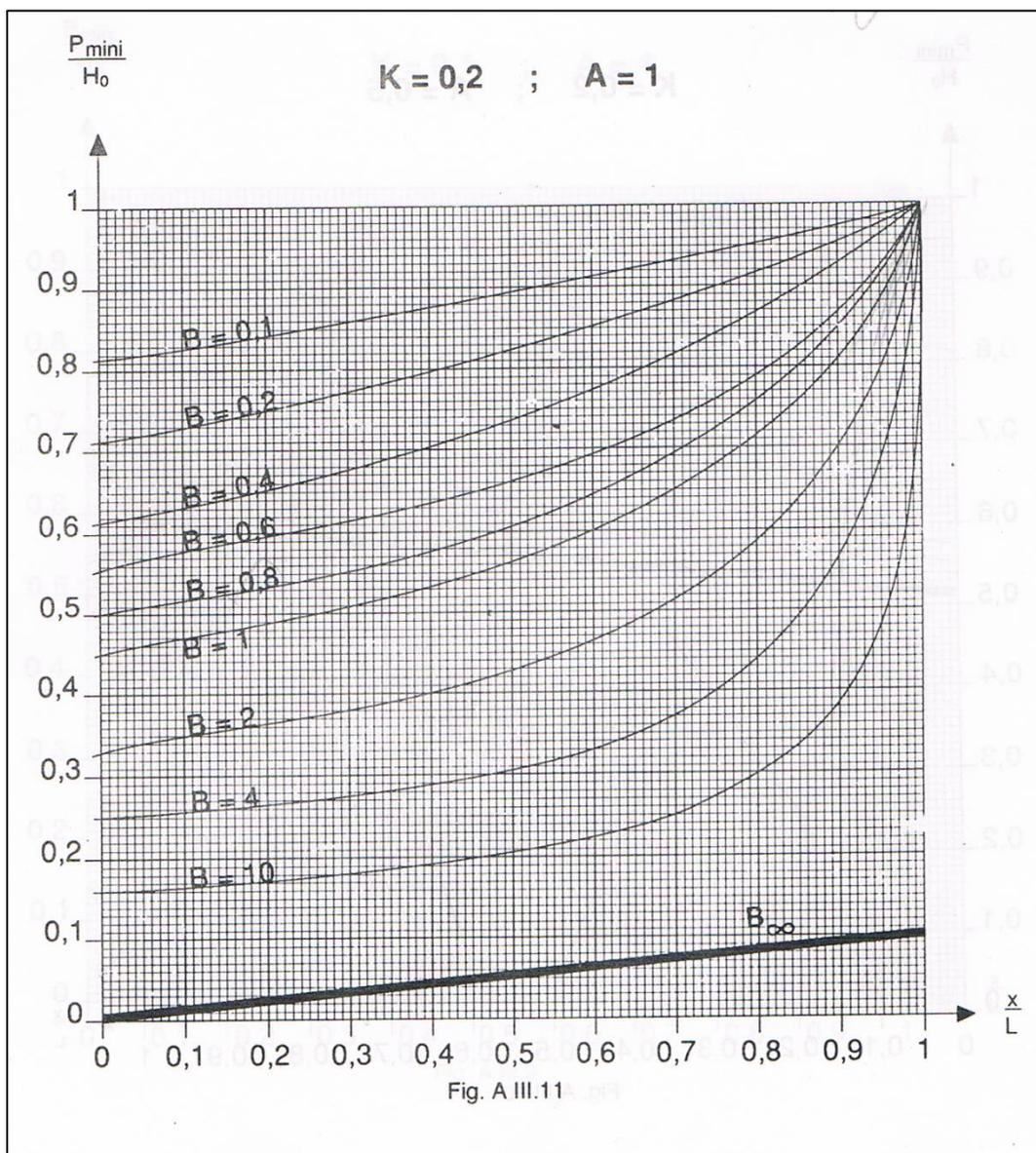
**Remarque:** les prix mentionnés ci dessus sont les prix de **vente et de pose** des conduites en fonte ductile par mètre linéaire.

# ***ANNEXE III***

**Annexe III-1 : Abaque de PUECH ET MEUNIER pour le calcul des réservoirs d'aire ( $k=0,1$  et  $A=1$ )**



**Annexe III-2 : Abaque de PUECH ET MEUNIER pour le calcul des réservoirs d'aire (k=0,2 et A=1)**





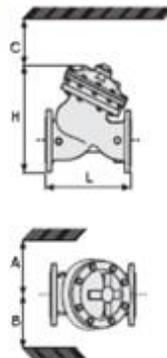
# ***ANNEXE IV***

**Annexe IV:** catalogue du réducteur cité dans le chapitre III (l'adduction d'eau projetée).

**Technical Data**

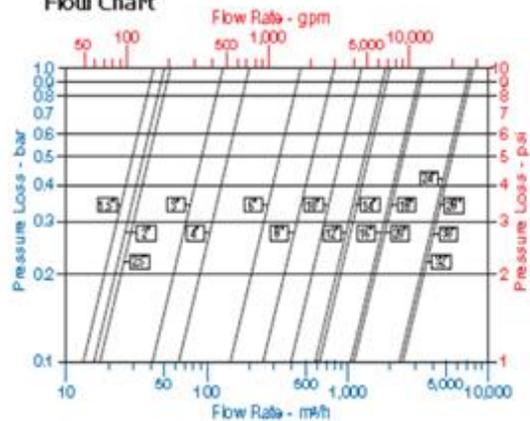
**Dimensions and Weights**

Size	A, B	C	L	H	Weight
mm inch	mm inch	mm inch	mm inch	mm inch	kg lbs
40 1½"	350 14	190 7	206 8.1	230 9.1	0.4 0.1 20
50 2"	350 14	190 7	210 8.3	244 9.6	0.6 10.6 22
65 2½"	350 14	190 7	222 8.7	257 10.1	0.9 12 29
90 3"	370 15	230 9	250 9.8	305 12.0	2.2 49
100 4"	395 16	275 11	220 12.6	366 14.4	37 82
150 6"	430 17	335 13	415 16.3	402 15.8	75 165
200 8"	475 19	460 18	500 19.7	584 23.0	125 278
250 10"	520 21	580 23	605 23.8	724 28.5	217 478
300 12"	545 22	685 27	725 28.5	940 33.1	270 595
350 14"	545 22	685 27	732 28.8	956 34.1	291 640
400 16"	645 26	665 26	900 35.4	1108 43.6	346 760
450 18"	645 26	665 26	1000 39.4	1127 44.4	445 980
500 20"	645 26	665 26	1100 43.3	1167 46.0	662 1450



Data is for Y-pattern, flanged, PN16 valves  
 Weight is for PN16 basic valves  
 "O" enables removing the actuator in one unit  
 "L", ISO standard lengths available  
 For more dimensions and weights tables, refer to Engineering Section

**Flow Chart**



Data is for Y-pattern, flat disk valves  
 For more flow charts, refer to Engineering Section

**Main Valve**

Valve Patterns: "Y" (globe) & angle  
 Size Range: 1½"-32" (40-800 mm)  
 End Connections (Pressure Ratings):  
 Flanged: ISO PN16, PN25  
 (ANSI Class 150, 300)  
 Threaded: BSP or NPT  
 Others: Available on request  
 Working Temperature:  
 Water up to 80°C (180°F)  
 Standard Materials:  
 Body & Actuator: Ductile Iron  
 Internals:  
 Stainless Steel, Bronze & coated Steel  
 Diaphragm:  
 NBR Nylon fabric-reinforced  
 Seals: NBR  
 Coating:  
 Fusion Bonded Epoxy, RAL5005 (Blue)  
 NSF & WRAS approved or Electrostatic  
 Polyester Powder, RAL6017 (Green)

**Control System**

Standard Materials:  
 Accessories:  
 Bronze, Brass, Stainless Steel & NBR  
 Tubing: Copper or Stainless Steel  
 Fittings: Forged Brass or Stainless Steel  
 Pilot Standard Materials:  
 Body: Brass, Bronze or Stainless Steel  
 Elastomers: NBR  
 Springs: Galvanized Steel or Stainless Steel  
 Internals: Stainless Steel

**Pilot Valve Selection**

Valve Size	Pilot Setting (bar)	Pilot Type		
		#2PB	#2	#2HC
1½"-10"	<15	■		
40-250 mm	>15		●	
6-14"	<15	■		
150-360 mm	>15		●	
16-32"	<15			■
400-800 mm	>15			●

■ Standard model ● with high pressure setting kit



# ***ANNEXE V***

**Annexe V : Abaque de DUBIN et GUENEAU**  
 -dimensionnement du diaphragme à bord vif-

