

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

Département d'Hydraulique



Projet de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Hydraulique

Thème :

**Etude du transfert Sétif-Hodna système**

**EST :**

**Tabellout – Draa Diss**

Etudié par :

Mr. NECHMA Salem

Mr. KEDJBOUR Badis

Dirigé par :

Mr. BELHADJ Omar

Promotion juin 2014

E.N.P. 10, Avenue Hassen Badi, BP 182 El-Harrach, Alger 16200

# Remerciements

Nous remercions ALLAH notre Dieu le tout puissant de nous avoir donné patience, santé et volonté tout au long de nos études.

Nous tenons à remercier tout particulièrement notre promoteur Mr. BELHADJ Omar pour ces conseils qui nous ont été précieux ainsi que toutes les suggestions et remarques qu'ils a formulé tout au long de ce travail.

Nos remerciements s'adressent également à toutes les personnes qui ont collaboré à la réalisation de ce travail.

Nous exprimons toute notre reconnaissance à tous les enseignants de l'ENP qui ont contribué de près ou de loin à notre formation.

# *Dédicaces*

*Nous dédions ce modeste travail à :*

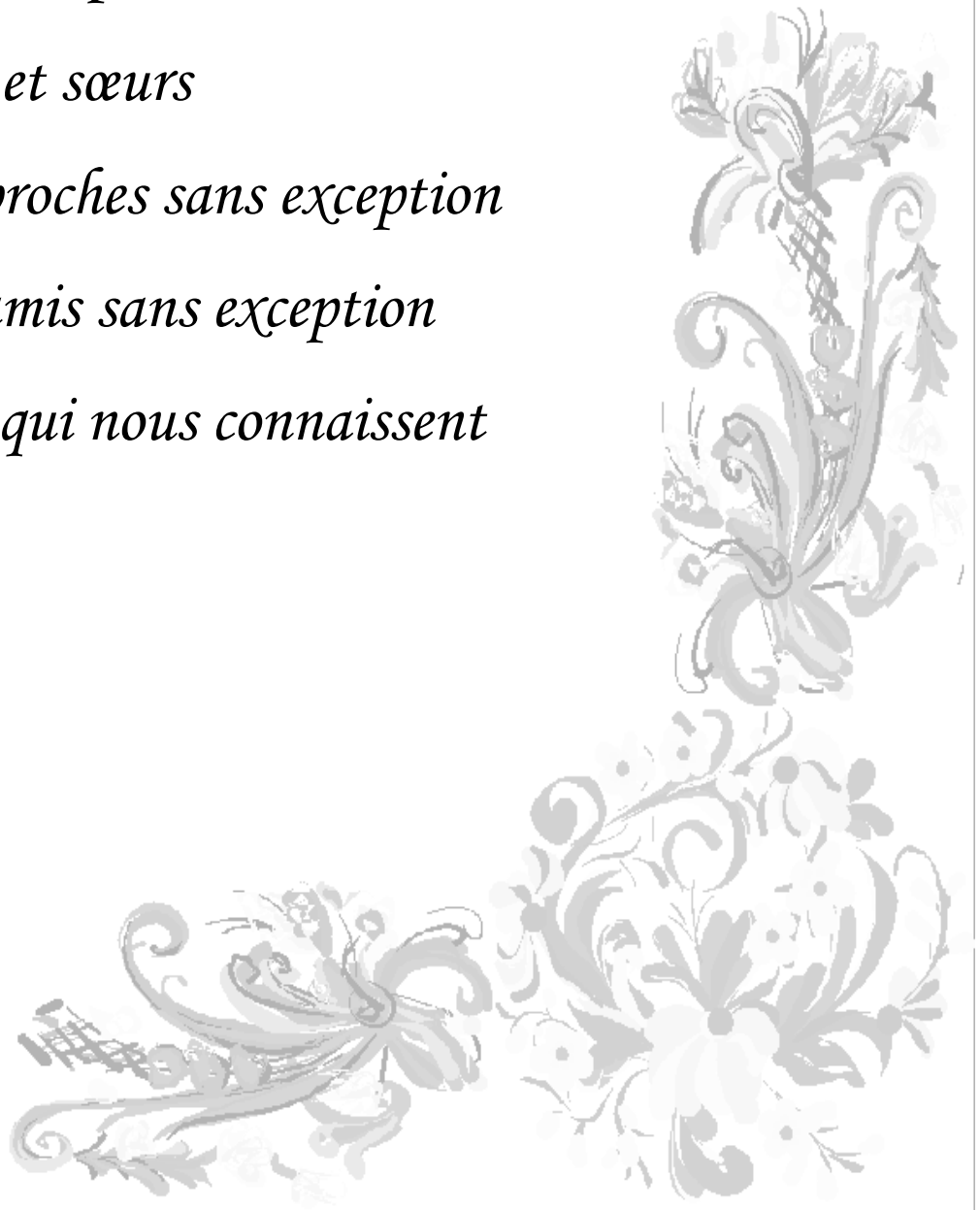
*À nos très chers parents*

*À nos frères et sœurs*

*À tous nos proches sans exception*

*À tous nos amis sans exception*

*À tous ceux qui nous connaissent*



## ملخص:

يعتبر نقل المياه بين الأحواض في المناطق القاحلة وشبه القاحلة كمنطقة سطيف ضرورة في أكثر الأحيان وليس اختيارا. في إطار ذلك نتناول في دراستنا هذه نظام النقل الشرقي بين سدين في طور الإنجاز، هما: سد تابلوت وسد ذراع الديس الذي شارفت الأشغال على انتهائها، حيث يتم نقل حجم 189 مليون متر مكعب سنويا من تابلوت إلى ذراع الديس. وقبل الشروع في تصميم الأنابيب نقوم باختيار البدائل المقترحة، ثم ننتقل إلى الدراسة التقنية-الاقتصادية التي نحدد من خلالها البديل الأنسب. وفي الأخير نكمل التصميم بمحطات الضخ، واختيار الحماية المناسبة بعد دراسة ظاهرة المطرقة المائية.

مصطلحات أساسية: نقل المياه بين الأحواض- تصميم الأنابيب - الدراسة التقنية الاقتصادية - محطات الضخ - ظاهرة المطرقة المائية.

## Résumé :

Dans les régions arides et semi-arides comme la région de Sétif, le transfert d'eau entre bassins hydrographiques n'est pas toujours juste un choix, mais c'est une nécessité.

Le présent mémoire portera sur l'étude du système de transfert Est entre les deux (02) barrages en cours de réalisation de Tabellout (jijel) vers Draa Diss (Sétif) pour un volume transféré de 189 millions de mètre cube par an.

Tout d'abord, on procédera au choix des variantes avant de passer au dimensionnement des conduites, on choisit la variante la plus adéquate d'après l'étude technico-économique.

Enfin, nous compléterons le dimensionnement du transfert par les stations de pompage et nous sécuriserons les installations à travers l'analyse des coups de bélier.

**Mots clés :** Transfert interbassins - Dimensionnement des conduites - Etude technico-économique - Station de pompage - Coups de bélier - Méthode des caractéristiques.

## Abstract:

In the arid and semi-arid areas like the area of Sétif, the transfer of water between catchment areas is not always right a choice, but it is a need.

The present report will relate to the study of the system of transfer Is between the two (02) dams under development of Tabellout (jijel) towards Draa Diss (Sétif) for a volume transferred from 189 million cubic meter per annum.

First of all, one will proceed to the choice of the alternatives before passing to dimensioning conduits; one chooses the most adequate alternative according to the technico-economic study.

Lastly, we will supplement the dimensioning of the transfer by the stations of pumping and we will make safe the installations through the analysis of the water hammers.

**Key words:** Interbassins transfer - Dimensioning of the conduits - technico-economic Study Station of pumping - Water hammers - Method of the characteristics.



## Sommaire

<b>Introduction générale</b>	<b>1</b>
<b>Chapitre I Présentation de la région d'étude</b>	<b>3</b>
1. Situation géographique et topographique	3
2. Situation climatique	4
2.1. Température	4
2.2. Précipitation	5
2.3. Les vents	6
2.4. Evaporation	6
2.5. Humidité relative	6
2.6. Nébulosité	7
2.7. Ressources hydriques	7
3. Situation géologiques et géotechniques	8
4. Barrage de Draa Diss	9
4.1. Localisation	9
4.2. Destination	9
5. Barrage de Tabellout	10
5.1. Localisation	10
5.2. Destination	10
<b>Chapitre II Etude des variantes</b>	<b>12</b>
1. Types d'adduction entre les ouvrages de transfert	12
1.1. Adduction gravitaire	12
1.2. Adduction par refoulement	12
1.3. Adduction mixte	12
2. Critères de choix du tracé de la conduite de transfert	13
2.1. Considérations techniques	13
2.2. Considérations économiques	13
3. Proposition des variantes	14
3.1. Variante 1	15
3.2. Variante 2	16
3.3. Variante 3	17
Conclusion	19
<b>Chapitre III Calcul et dimensionnement des conduites</b>	<b>20</b>
1. Choix du matériau de la conduite	20
2. Lois de dimensionnement	21
2.1. Critère hydraulique	21
2.1.1 Définition de la perte de charge	21
2.2. Caractéristiques mécaniques	23
2.2.1. Les pressions relatives à la conduite	23
2.2.2. Epaisseur de la conduite	24
3. Dimensionnement des canalisations en pression	24
3.1. Détermination du coût total annuel d'installation	26

3.1.1.	Frais d'investissement de la Conduite	26
3.1.2.	Frais d'exploitation	26
3.1.3.	Coût total	26
4.	Dimensionnement des canalisations gravitaire	27
4.1.	Écoulements en charge	27
4.2.	Écoulements à surface libre	28
4.2.1.	Méthode de calcul	29
5.	Dimensionnement	30
5.1.	Variante 1	30
5.2.	Variante 2	30
5.2.1.	Dimensionnement du tronçon SP1-SR1	30
5.2.2.	Dimensionnement du tronçon SR1-Galerie	32
5.2.3.	Dimensionnement du tronçon Galerie-Oued elhalib	33
5.2.4.	Dimensionnement du tronçon Oued elhalib-SP2	34
5.2.5.	Dimensionnement du tronçon SP2-BE1	35
5.2.6.	Dimensionnement du tronçon BE1- SR2	36
5.2.7.	Dimensionnement du tronçon SR2-SR3	37
5.2.8.	Dimensionnement du tronçon SR3-BE2	38
5.2.9.	Dimensionnement du tronçon BE2-Draa diss	39
5.3.	Variante 3	40
5.3.1.	Dimensionnement du tronçon SP2-BE1	40
5.3.2.	Dimensionnement du tronçon BE1-SR2	41
5.3.3.	Dimensionnement du tronçon SR2-SR3	42
5.3.4.	Dimensionnement du tronçon SR3-BE2	43
6.	Comparaison technico-économique	44
6.1.	Comparaison entre les variantes	44
Conclusion		45

## **Chapitre IV Stations de pompage 46**

1.	Choix de l'emplacement de la station de pompage	46
2.	Type de pompes	46
3.	Choix des pompes	46
4.	Les pompes centrifuges	47
4.1.	Principe de fonctionnement	47
4.2.	Classification des pompes roto-dynamiques	48
5.	Equations dans le repère relatif. Repère d'étude des turbomachines	49
5.1.	Définitions générales	51
6.	Couplage de pompes	53
6.1.	Couplage en série	53
6.2.	Couplage en parallèle	54
6.3.	La courbe caractéristique de la conduite reliée à la pompe	54
6.4.	Point de fonctionnement d'une pompe en service	55
7.	Phénomène de cavitation	55
7.1.	Utilité du NPSH	56
7.2.	Variation de la pression atmosphérique en fonction de l'altitude	58
7.3.	Modes de prévention de la cavitation	59
7.3.1.	Moyens constructifs	59
7.3.2.	Indication d'installation et de fonctionnement	59
7.3.3.	Matériaux résistant à la cavitation	60

8.	Choix du nombre de pompes	60
9.	Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données	60
	9.1.Débit disponible supérieur à débit appelé	61
	9.2.Débit disponible inférieur au débit appelé	62
10.	Equipements hydrauliques d'une station de pompage	63
	10.1. Groupe d'aspiration	63
	10.2. Groupe de refoulement	63
<b>Chapitre V Calcul des stations de pompage</b>		<b>64</b>
1.	Station de pompage SP1	64
	1.1.Situation	64
	1.2.Etude des variantes	64
	1.2.1. La variante 1 de trois (03) pompes	64
	1.2.2. La variante 2 de quatre (04) pompes	66
	1.2.3. La variante 3 de cinq (05) pompes	68
	1.3.Comparaison des variantes	69
2.	Station de pompage SR1	70
	2.1.Situation	70
	2.2.Courbe caractéristique de la conduite	70
	2.3.Vitesse spécifique	70
	2.4.Point de fonctionnement	71
	2.5.Adaptation de la station aux conditions de fonctionnement données	71
	2.6.Calcul de NPSH	72
3.	Station de pompage SP2	73
	3.1.Situation	73
	3.2.Courbe caractéristique de la conduite	73
	3.3.Vitesse spécifique	73
	3.4.Point de fonctionnement	74
	3.5.Calcul de NPSH	74
4.	Station de pompage SR2	75
	4.1.Situation	75
	4.2.Courbe caractéristique de la conduite	75
	4.3.Vitesse spécifique	75
	4.4.Point de fonctionnement	76
	4.5.Calcul de NPSH	76
5.	Station de pompage SR3	77
	5.1.Situation	77
	5.2.Courbe caractéristique de la conduite	77
	5.3.Vitesse spécifique	77
	5.4.Point de fonctionnement	78
	5.5.Calcul de NPSH	78
Conclusion		79
<b>Chapitre VI Entraînement des pompes</b>		<b>80</b>
1.	Importance des entraînements électriques	80
2.	Les types d'entraînements	81
3.	Les moteurs d'entraînements	82
	3.1.Types des moteurs	82

3.2.Choix des moteurs	83
3.3.Les moteurs asynchrones triphasés	83
3.3.1. Constitution de la machine asynchrone	84
3.3.2. Démarrages des moteurs asynchrones triphasés	85
4. Automatisation	86
4.1.Liaison bête-moteurs	86
4.2.Liaison moteur-réservoir	87
4.2.1. Commande sans ligne pilote	87
4.2.2. Commande par ligne pilote	87
4.3.Capteurs	88
5. Dimensionnement des moteurs	88
5.1.La puissance utile	88
5.2.Couple	88
5.3.La puissance absorbée	89
5.4.Courant	89
Conclusion	89

## **Chapitre VII Protection des conduites contre la corrosion et coups de béliet** **90**

Introduction	90
1. Protection des conduites contre la corrosion	90
1.1.Définition	90
1.2.Différents processus de la corrosion	91
1.3.Les facteurs de la corrosion	91
1.4.Moyens de protection contre la corrosion	92
2. Protection des conduites contre le coup de béliet	92
2.1.L'origine du phénomène	92
2.2.Causes fréquentes du coup de béliet	92
2.3.Les conséquences de phénomène	93
2.3.1. Surpressions	93
2.3.2. Dépression	93
2.3.3. Fatigue de la canalisation	93
2.4.Protections anti béliet	94
2.4.1. Réservoirs d'air	94
2.4.2. Volants d'inertie	95
2.4.3. Soupapes anti-béliet	95
2.4.4. Cheminées d'équilibre	95
2.4.5. Aspiration auxiliaire	96
2.5.Description des phénomènes physiques	97
2.5.1. Les équations de propagation	97
2.5.2. Les équations d'ALLiévi	98
2.5.3. La méthode graphique de Schnyder-Bergeron	99
2.6.Méthode des caractéristiques	100
2.7.Coup de béliet lors d'une fermeture instantanée	102
2.7.1. Description qualitative	102
2.8.Protection de la conduite gravitaire BE1-SR2	104
2.8.1. Elaboration de la loi de manœuvre	105
2.9.Protection de la conduite de refoulement SP2-Galerie	106
2.9.1. Calcul du réservoir d'air	106
3. Modélisation des circuits pour l'arête d'une pompe	108

3.1. Les données de base	108
3.2. Tuyauterie de refoulement	109
3.3. Schéma hydraulique des circuits	110
3.4. Présentation du logiciel Cebelmail	111
3.4.1. Hypothèses de calcul	111
3.4.2. Paramètres essentiels de la modélisation	111
3.5. Circuit SR1- entrée de la galerie	111
3.6. Circuit SP1-BE1 sans protection	112
3.6.1. Résultats des calculs	113
3.6.2. Analyse des résultats	114
Conclusion	115
<b>Chapitre VIII Pose des conduites</b>	<b>116</b>
Introduction	116
1. Principe de pose des canalisations	116
2. Les actions reçus par les conduites	116
3. Excavation des tranchées	116
4. Calcul de la profondeur de tranchée	117
5. Calcul de la largeur de tranchée	117
6. Aménagement du lit de sable	118
7. Exécution du lit de pose	118
7.1. Pose sur le sol naturel en fond de tranchée	118
7.2. Pose sur un matériau d'apport	119
7.3. Constructions des regards	119
7.4. Pose en aérien	120
7.5. Traversée des Oueds	120
8. Préparation des tuyaux à poser	121
8.1. Coupe des tuyaux	121
8.2. Mise en œuvre des tuyaux	122
8.2.1. Affaissement admissible	122
8.2.2. Déviation angulaire admissible	123
9. Verrouillage d'une canalisation	124
9.1. Butées	124
Conclusion	125
<b>Conclusion générale</b>	<b>126</b>
<b>Références Bibliographiques</b>	<b>127</b>
<b>Annexe</b>	<b>128</b>

## Liste des figures

Figure I-1 : Carte de situation des ouvrages et zone de projet	3
Figure I-2 : Barrage de Draa Diss	9
Figure I-3 : barrage de tabellout	10
Figure I-4: Schéma du transfert Est	11
Figure II-0 : Vue en Plan	14
Figure II-1 : Profil en long de la variante 1	16
Figure II-2 : Profil en long de la variante 2	17
Figure II-3 : localisation proposée des variantes du tracé	17
Figure II-4 : Profil en long de la variante 3	18
Figure III.1 : diagramme de MOODY	22
Figure III.2 : Schéma de l'adduction par refoulement depuis un réservoir	24
Figure III.3 : adduction par refoulement à partir d'un puits	25
Figure III.4 : Adduction d'un réservoir A vers un réservoir B	27
Figure IV-1 : Pompe centrifuge monocellulaire	47
Figure IV-2 : Eléments constitutifs de la partie hydraulique d'une pompe	48
Figure IV-3: Classification des pompes en fonction de la vitesse spécifique	49
Figure IV-4 : Ecoulement dans une grille tridimensionnelle	50
Figure IV-5 : Triangles de vitesses. Vue méridienne et vue de face.	50
Figure IV-6 : Courbe caractéristique équivalente à deux pompes montées en série.	53
Figure IV-7 : Courbe caractéristique équivalente à deux pompes montées en parallèle	54
Figure IV-8 : Point de fonctionnement pour des couplages des pompes	55
Figure IV-9 : notion de NPSH	57
Figure IV-10 : Courbes de NPSH en fonction du débit pour une installation donnée	58
Figure IV-11 : Variation de la pression atmosphérique en fonction de l'altitude	59
Figure V-1 : Point de fonctionnement de la station SP1.	65
Figure V-2 : Point de fonctionnement de la station SP1.	67
Figure V-3 : Point de fonctionnement de la station SP1.	68
Figure V-4 : Détermination du point de fonctionnement de la station SR1	71
Figure V-5 : Nouveau point de fonctionnement de la station SR1.	72
Figure V-6 : Point de fonctionnement de la station SP2 (variante 1)	74
Figure V-7 : Point de fonctionnement de la station SR2 (variante 2)	76
Figure V-8 : Point de fonctionnement de la station SR3 (variante 3)	78
Figure VI-1: Composants d'un entraînement électrique	81
Figure VI-2 : variation du couple du moteur asynchrone en fonction de la vitesse	83
Figure VI-3 : variation du courant électrique du moteur asynchrone	84
Figure VI-4 : Vues en coupe d'un moteur asynchrone triphasé	85
Figure VI-5 : servo-clapet	87
Figure VII-1 : formation de la corrosion	90
Figure VII-2 : Réservoir anti bélier	94
Figure VII-3 : soupape de décharge	95
Figure VII-4 : jet d'eau par une soupape	95
Figure VII-5 : Cheminée d'équilibre d'un circuit d'irrigation, Cimelta, Madagascar	96
Figure VII-6 : Schéma d'une dérivation.	96
Figure VII-7 : Schéma de principe d'une ventouse	97
Figure VII-8 : droites de Bergeron	100
Figure VII-9 : Schéma utilisé pour la méthode des caractéristiques	101
Figure VII-10 : dispositif simplifié favorable à l'apparition d'un coup de bélier	102
Figure VII-11 : coup de bélier dans une conduite	103

Figure VII.12 : schéma hydraulique circuit n°1 SP1 /G	110
Figure VII.13 : schéma hydraulique circuit n°2 SP2 /BE1	110
Figure VII.14 : Courbes enveloppes des pressions	112
Figure VII.15 : Courbes enveloppes des pressions	113
Figure VII .16 : Courbes enveloppes des pressions avec protection par ventouse	114
Figure VII.17 : ventouse triple fonction	114
Figure VIII-1 : coupe en travers d'une conduite	117
Figure VIII-2 : coupe en travers d'une conduite	118
Figure VIII-3: Pose en fond de tranchée	119
Figure VIII-4 : Pose sur un matériau d'apport	119
Figure VIII-5 : construction des regards	120
Figure VIII-6 : pose de canalisations en aérien	120
Figure VIII-7 : traversé d'un oued	121
Figure VIII-8 : déformations imposées par les masses des terres en mouvement	122
Figure VIII-9 : Déviation angulaire admissible	123
Figure VIII-10 : Les butées (Guide DIPRA)	125

## Liste des tableaux

Tableau I-1 : Répartition des températures mensuelles moyennes à SETIF (en °C)	4
Tableau I-2 : Répartition des précipitations mensuelles moyennes à SETIF	5
Tableau I-3 : Répartition du nombre de jours de pluie par an à SETIF	5
Tableau I-4 : Evaporation journalière moyenne à SETIF	6
Tableau I-5 : Humidité relative moyenne dans la région du projet	6
Tableau I-6 : Variation de la nébulosité mensuelle	7
Tableau I-7 : Répartition des ressources hydriques de la wilaya de Sétif	7
Tableau II-1: Caractéristiques de la variante 1	15
Tableau II-2: Caractéristiques de la variante 2	16
Tableau II-3 : Caractéristiques de la variante 3	18
Tableau III-1 : Paramètres de dimensionnement pour les conduites par refoulement	30
Tableau III-2 : Frais d'investissement de la Conduite du tronçon SP1-SR1	31
Tableau III-3 : Frais d'exploitation du tronçon SP1-SR1	31
Tableau III-4 : Coût global du tronçon SP1-SR1	32
Tableau III-5 : Frais d'investissement de la Conduite du tronçon SR1-Galerie	32
Tableau III-6 : Frais d'exploitation du tronçon SR1-Galerie	33
Tableau III-7 : Coût global du tronçon SR1-Galerie	33
Tableau III-8 : calcul du tronçon Oued elhalib-SP2	35
Tableau III-9 : Frais d'investissement de la Conduite du tronçon SP2-BE1	35
Tableau III-10 : Frais d'exploitation du tronçon SP2-BE1	35
Tableau III-11 : Coût global du tronçon SP2-BE1	36
Tableau III-12 : calcul du tronçon BE1- SR2	36
Tableau III-13 : Frais d'investissement de la Conduite du tronçon SR2-SR3	37
Tableau III-14 : Frais d'exploitation du tronçon SR2-SR3	37
Tableau III-15 : Coût global du tronçon SR2-SR3	38
Tableau III-16 : Frais d'investissement de la Conduite du tronçon SR3-BE2	38
Tableau III-17 : Frais d'exploitation du tronçon SR3-BE2	39
Tableau III-18 : Coût global du tronçon SR3-BE2	39
Tableau III-19 : calcul du tronçon BE2-Draa Diss	40
Tableau III-20 : Frais d'investissement de la Conduite du tronçon SP2-BE1	40
Tableau III-21 : Frais d'exploitation du tronçon SP2-BE1	40
Tableau III-22 : Coût global du tronçon SP2-BE1	41
Tableau III-23 : calcul du tronçon BE1- SR2	41
Tableau III-24 : Frais d'investissement de la Conduite du tronçon SR2-SR3	42
Tableau III-25 : Frais d'exploitation du tronçon SR2-SR3	42
Tableau III-26 : Coût global du tronçon SR2-SR3	43
Tableau III-27 : Frais d'investissement de la Conduite du tronçon SR3-BE2	43
Tableau III-28 : Frais d'exploitation du tronçon SR3-BE2	43
Tableau III-29 : Coût global du tronçon SR3-BE2	44
Tableau III-30 : Comparaison économique entre les variantes 2 et 3 en MDA	45
Tableau IV-1 : Variation de la tension de vapeur de l'eau en fonction de T (°c)	56
Tableau V-1 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre	69
Tableau VI-1 : calculs des différentes caractéristiques du moteur électrique	89
Tableau VII-1 : facteurs de la corrosion	91
Tableau VII-2 : temps de fermeture en fonction de surpression maximale	105
Tableau VII-3: Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction	108
Tableau VII-4: valeur de définition du bassin d'aspiration et de pompes	109
Tableau VII-5 : les différentes caractéristiques de la distance et de la cote des circuits	110



Tableau VII-6 : caractéristique de déférente cote des lignes de pression	112
Tableau VII-7 : caractéristique de déférente cote des lignes de pression	112
Tableau VII-8 : caractéristique de déférentes lignes de pression	113
Tableau VIII-1 : Déviation angulaire admise à la pose pour joints	124
Tableau VIII-2 : les valeurs de K	125

# Introduction générale

---

## Introduction générale

Depuis la nuit des temps, l'un des principaux soucis de toute civilisation était l'approvisionnement en eau potable et l'histoire en est témoin, vu que les premières civilisations humaines ont pris naissance aux bords de grands fleuves (la Mésopotamie, la dynastie pharaonique, ...), l'eau fut transportée en usant de moyens traditionnels et peu efficaces de la source aux consommateurs.

Vu l'importance de cette ressource (l'eau) l'homme s'est investi au cours des siècles pour assurer sa disponibilité tout près de lui à tout moment et en quantité suffisante.

Tous ces efforts ont aboutis à des dispositifs répondants à nos besoins en eau de nos jours et on leur a attribués l'appellation de systèmes de transfert d'eau.

A l'instar de certains pays de la région, l'Algérie est touchée par le problème de la pénurie d'eau, cet élément indispensable au bien être de la population devient de plus en plus rare. Les ressources hydriques de l'Algérie sont limitées, et dépendent essentiellement de l'apport du ciel. Cette situation s'explique d'une part par une pluviométrie précaire, irrégulière et mal répartie, ensuite il y'a la croissance démographique, avec tout ce que ça engendre comme accroissement des besoins ainsi que l'effet de la pollution de la ressource, et en fin les longues périodes de sécheresse.

Pour pallier à cette insuffisance, notre pays a consenti après l'indépendance d'importants efforts qui ont permis de lancer plusieurs méga projets à travers tout le territoire du pays afin d'assurer cette richesse naturelle. De grands barrages mobilisant des quantités considérables d'eau ont été réalisés et des transferts régionaux permettant d'assurer une équité territoriale dans l'accès à l'eau. Ces transferts ont été principalement mis en œuvre pour l'approvisionnement en eau potable, l'irrigation et même dans certains cas pour la prévention des inondations.

L'utilisation équitable des ressources en eau est un principe moral. Les transferts contribuent à établir un équilibre entre les besoins au sein des bassins déficitaires et les ressources des bassins excédentaires. Dans ce sens, il a été prévu deux systèmes de transferts d'eau vers la région de Sétif à partir du barrage d'Erragene pour la partie Est, et du barrage d'Ighil Emda pour la partie Ouest.

Le présent mémoire portera sur l'étude du système de transfert Est entre le barrage de Tabellout (Jijel) et le barrage de Draa-Diss (wilaya de Sétif). Avec un volume de 189 millions de m<sup>3</sup>/an, ce transfert permettra d'améliorer l'AEP par 20 % et 80 % pour l'irrigation et ainsi consolider le développement social et économique de toute la région.

Dans la première partie de l'étude, les caractéristiques de la région d'étude seront examinées suivant la topographie, la géologie et l'occupation du sol. Ceci aboutira à l'établissement de différentes variantes du système de transfert.

## Introduction générale

---

Un dimensionnement des conduites et un positionnement des différents ouvrages viendront compléter par la suite le tracé en vue de leur comparaison lors d'une étude technico-économique.

Une fois la variante finale choisie, nous détaillerons la conception des stations de pompage préalablement positionnées lors de l'étude de dimensionnement.

Au final, nous analyserons le système en régime transitoire ce qui nous permettra de parfaire le dimensionnement des installations hydrauliques et de concevoir des moyens de protections adaptées.

## Chapitre I

## Présentation de la région d'étude

## 1. Situation géographique et topographique

La région d'étude se situe principalement dans les hautes plaines, au nord de l'Algérie, à environ 37° de latitude nord et de 4° de longitude ouest.

Notre étude porte sur le système Est Sétif-Hodna, en prélevant l'eau dans la retenue à créer de Tabellout, situé à la commune de Djimla (Jijel), le système Est vise à la transférer du nord vers le sud, dans une retenue à créer, appelée Draa Diss, implantée à proximité de la ville de EL EULMA. Compte tenu de la dénivelée entre ces deux retenues d'extrémité, le transfert sera fait par pompage.

La distance à vol d'oiseau entre les retenues de Tallebout et Draa Diss est de l'ordre de 54 km, pour une dénivelée voisine de 870 mètres.

La topographie des zones du projet où sont implantés les différents ouvrages constituant le transfert Sétif-Est est très accidenté, avec des altitudes s'étageant de 250 à 1 280 m du nord vers le sud.

La zone géographique et topographique concernée par le projet est représentée sur la figure I-1



Figure I-1 : Carte de situation des ouvrages et zone de projet

## 2. Situation climatique

Le climat est un facteur primordial qui conditionne la vie en général et la production agricole en particulier. Tous les facteurs climatiques à savoir : température, vent, précipitation, humidité relative, nébulosité et évaporation influent sur les cultures envisagées dans leurs cycles végétatifs et sur leurs besoins en eau.

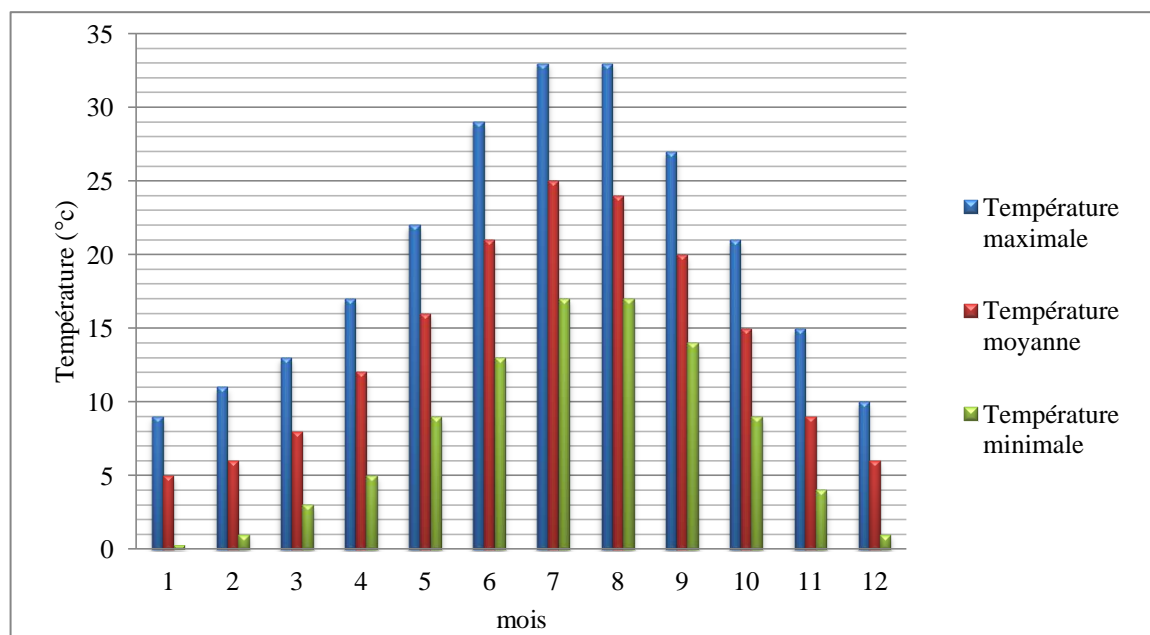
### 2.1. Température

La température moyenne annuelle est de 15°C, l'année de la région peut être divisée en deux saisons : l'une froide et l'autre chaude. Les températures de la région varient du maximum de 35°C vers le minimum de -7°C. Notons qu'en hiver, les gelées sont très fréquentes et il neige souvent pendant la période hivernale.

**Tableau I-1** : Répartition des températures mensuelles moyennes à SETIF (en °C)

Mois \ T (°c)	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Max	9	11	13	17	22	29	33	33	27	21	15	10
Moy	5	6	8	12	16	21	25	24	20	15	9	6
mini	0,3	1	3	5	9	13	17	17	14	9	4	1

Histogramme de la variation de la température mensuelle à SETIF (°C)



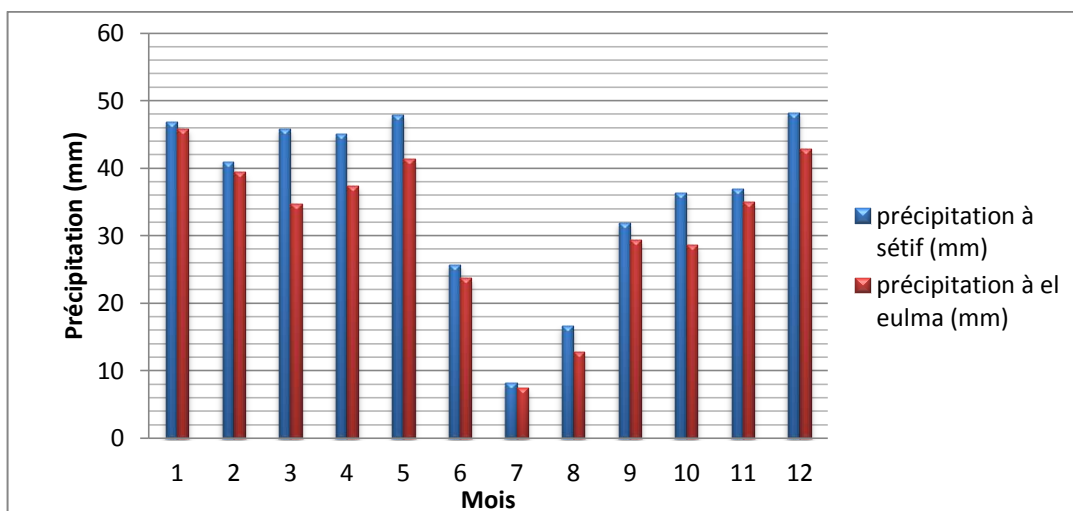
## 2.2. Précipitation

La pluviométrie est d'un régime variable et irrégulier suivant les mois et les années sachant que les pluies moyennes annuelles sont de l'ordre de 430.5 mm dans la région de SETIF et de 378.8 mm à EL EULMA.

**Tableau I-2 :** Répartition des précipitations mensuelles moyennes à SETIF et EL EULMA (mm)

	Précipitations en mm												TOTAL
	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	
Sétif 1856-1991	46.9	41.0	45.8	45.0	47.9	25.7	8.2	16.6	31.9	36.3	36.9	48.3	<b>430.5</b>
El Eulma 1914-1978	45.8	39.5	34.7	37.4	41.4	23.7	7.5	12.8	29.4	28.7	35.0	42.9	<b>378.8</b>

Histogramme de la variation de la précipitation mensuelle à SETIF et ELEULMA (mm)



**Tableau I-3 :** Répartition du nombre de jours de pluie par an à SETIF

J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Total
12	10	10	9	8	6	3	4	4	8	11	12	<b>97</b>

- Précipitations moyennes annuelles comprises entre 200 et 560 mm par an, c'est-à-dire très faibles. Pour la ville d'EL EULMA, la moyenne sur la période 1914-78 est de 375 mm. Pour la ville de SETIF la moyenne sur 40 ans est de 448 mm.
- 50% des précipitations ont lieu en automne/hiver, majoritairement sous forme de pluies et seulement 10% en été.
- La barrière naturelle constituée par la chaîne des Babors au Nord bloque une grande partie des précipitations qui arrivent de la méditerranée.
- La région de SETIF – EL EULMA subit un climat semi-aride même si la région connaît quelques pluies d'été, notamment sous forme d'orages brefs.

### 2.3. Les vents

Les vents dominants sont de secteur nord. Leur vitesse moyenne mensuelle proche de 3 m/s, et sans grande variation d'un mois sur l'autre. Le maximum observé, en novembre, a dépassé 36 m/s soit 130 km/h. Le vent chaud et sec du Sahara souffle en moyenne entre 12/15 jours par an à SETIF. [APD]

### 2.4. Evaporation

La valeur moyenne annuelle de l'évaporation est estimée à 1.400 mm/an dans la région.

**Tableau I-4 :** Evaporation journalière moyenne à SETIF

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Moy(mm)	0.6	1.2	2.5	3.0	4.2	6.5	6.5	8.5	5.4	2.8	1.9	1.1

D'après le tableau I-4, on note que l'évaporation est importante aux mois allant de : Mai à Octobre, correspondant à une valeur de volume évaporée égale à 48,6% et faible du mois de Novembre à Février où le volume évaporé s'élève à 27,5%.

### 2.5. Humidité relative

Le tableau I-5 exprime l'humidité relative dans la région du projet, en pourcentage, en moyenne puis en variation journalière à trois moments de la journée : 7 heures, 13 h et 19 h correspondant aux valeurs de l'ancienne station ; la dernière ligne correspond aux moyennes (1981-1996) d'après ONM.

**Tableau I-5 :** Humidité relative moyenne dans la région du projet

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Moy	75	71	63	54	55	47	38	38	51	62	72	77
7 h	86	86	78	70	69	64	56	56	72	80	83	88
13 h	66	57	52	40	43	34	26	26	36	47	65	66
19 h	73	69	58	52	52	44	33	34	46	60	69	76
Moy (%)ONM*	76	76	72	66	61	50	39	41	55	66	75	79

\*ONM : Office National de la Météorologie (Dar El Beida ; Alger)

## 2.6. Nébulosité

La nébulosité correspond à la fraction du ciel couvert par les nuages ou la quantité de nuage qui empêche l'ensoleillement de la surface du sol. Elle est évaluée à l'aide d'une échelle graduée de 0 à 10. Le 0 indique un ciel tout à fait clair, alors que le 10 indique un ciel totalement couvert.

Les valeurs moyennes mensuelles de la nébulosité exprimée en dixième et calculée sur 25 ans à SETIF (ancienne station) sont représentées dans le tableau I-6 :

**Tableau I-6 :** Variation de la nébulosité mensuelle

J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
5.4	5.5	4.6	4.6	4.6	3.7	2.1	2.4	3.7	4.3	5.6	6.3

La moyenne annuelle de 4.4 est peu différente de celle observée en bord de mer à BEJAIA, soit 3.7.

## 2.7. Ressources hydriques

La wilaya de Sétif compte une population de près d'un million et demi d'habitants. Elle dispose d'un fort potentiel en terres agricoles avec une superficie totale utile de 360 480 hectares, principalement de la céréaliculture dépendante de la pluviométrie.

Le bilan annuel moyen des ressources en eaux s'établit à 99.6 hm<sup>3</sup>.

Les ressources mobilisées pour cette wilaya sont majoritairement des eaux souterraines, principalement à usage agricole :

- L'aquifère du hodnéen ;
- La nappe des hautes plaines sétifiennes ;
- La zone calcaire de la nappe de Djemila ;
- La zone calcaire du sud sétifien.

Les eaux de surface utilisées sont représentées par :

- Des sources abondantes au nord : El Berd, Dehamcha, Maalbiod ;
- Le barrage d'Ain Zada.

**Tableau I-7 :** Répartition des ressources hydriques de la wilaya de Sétif

Type des eaux			
Eaux de surface		Eaux souterraines	
33 %		67 %	
AEP	irrigation	AEP	irrigation
23.5 %	9.4 %	12.7 %	54.0 %



### 3. Situation géologiques et géotechniques

D'un point de vue structural, cette région est marquée par un empilement de nappes de charriage (principalement 2 dans ce secteur) à vergence (sens vers lequel se font les chevauchements) sud, cette tectonique en nappe est extrêmement complexe et diverses classifications ou interprétations ont pu être trouvées dans la littérature.

Les contacts de base semblent assez ondulants et, d'une manière globale, subhorizontaux, à partir de surfaces de décollement du Trias. De grandes failles semblent se raccorder à ces contacts, à la surface de décollement triasique.

D'une manière schématique, le soubassement de la région concernée par le projet est constitué par la nappe tellienne de Djemila, il s'agit d'une vaste unité plissée formée de terrains carbonatés d'âges mésozoïque et cénozoïque, cette nappe devrait recouvrir soit une nappe plus ancienne à matériel plus interne: la nappe péri tellienne, soit les formations autochtones du socle; la première hypothèse semble la plus vraisemblable car les formations de cette nappe apparaissent au travers de la nappe de Djemila, plus au sud au niveau de la fenêtre du Djebel el Halifa.

La nappe de Djemila est elle-même recouverte en partie par une nappe plus récente et d'origine plus interne: la nappe Numidienne, représentée par des Flyschs kabyles.

D'un point de vue stratigraphique et lithologique les différentes unités susceptibles d'être rencontrées par le projet présentent les caractéristiques suivantes :

- **La nappe numidienne**

Les formations composant cette nappe sont de type flyschs, constituées de plusieurs centaines de mètres d'alternances de grès grossiers et d'argiles kaoliniques.

On trouve de haut en bas les formations suivantes:

- Oligocène: grès numidiens, avec conglomérats de base et petits poudingues intercalaires,
- Oligocène inférieur : marnes argileuses brunes, jaunâtres avec niveaux de calcaires sublithographiques, et de calcaires à silex avec, à la base, des argiles riches en kaolinite et illite constituant à priori le plan de chevauchement.

- **La nappe tellienne de Djemila**

Il s'agit d'une nappe représentée par une série allant de l'Eocène inférieur au Trias.

Le style tectonique est en relation directe avec la lithologie; en effet des variations importantes de faciès (notamment au niveau des formations calcaires du Sénonien supérieur (Maestrichtien et Campanien) dans certaines formations induisent des modifications de style tectonique, provoquant des structures plissées importantes (anticlinaux, plis couchés) voire localement faillées.

Toutes ces structures sont déformées par la tectonique post-nappe (postérieure à la mise en place des charriages). [Annexe 2]

## 4. Barrage de Draa Diss

Le barrage de Draa Diss est un barrage réservoir, en terre, de capacité de 190,5 hm<sup>3</sup> et 76 m de hauteur, constitue le réservoir aval du système «Sétif-Est» du projet de transfert «Sétif-Hodna». La retenue du barrage de Draa Diss recueillera les eaux, transférées dans un premier temps gravitairement depuis la retenue existante d'Erraguène vers le réservoir intermédiaire de Tabellout (projeté), et dans un deuxième temps par pompage depuis la retenue de Tabellout. A partir du réservoir de Draa Diss, des réseaux distribueront l'eau vers la région d'El Eulma à des fins d'irrigation et d'alimentation en eau potable.

### 4.1. Localisation

Le barrage de Draa Diss est localisé à 11,5 Km au Nord-est de la ville d'EL EULMA, à l'Est de la commune de Tachouda sur l'oued Medjez Wilaya Sétif.

### 4.2. Destination

Le barrage de Draa Diss a pour but l'alimentation en eau potable et l'irrigation de la région d'El-Eulma par un volume régularisé de 190,5 hm<sup>3</sup>.

#### ➤ L'irrigation

Volume : 148.5 hm<sup>3</sup>/an (soit 80% du volume régularisé)

Superficie à irriguer : 20 000 ha

#### ➤ L'A.E.P

Volume : 42 hm<sup>3</sup>/an (soit 20% du volume régularisé)

Population : 748 434 habitants



**Figure I-2 : Barrage de Draa Diss**

## 5. Barrage de Tabellout

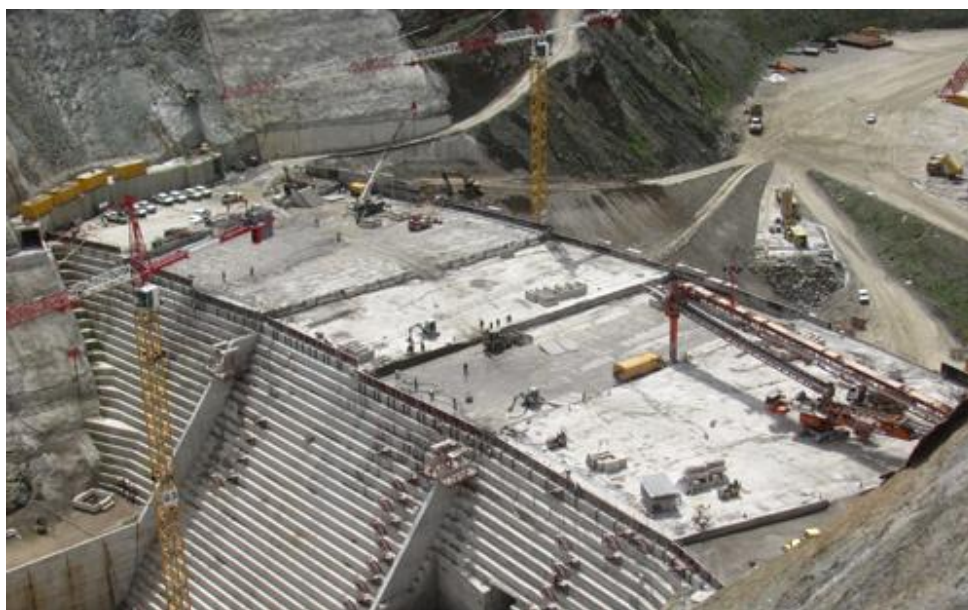
Le barrage de Tabellout c'est un barrage réservoir, en Béton Compacté au Rouleau (B.C.R.), de capacité de 294.40 hm<sup>3</sup> et 115 m de hauteur, constitue le réservoir intermédiaire du système «Sétif-Est» du projet de transfert «Sétif-Hodna». Les eaux relâchées au barrage d'erraguéne sont stockées dans la retenue créée par le barrage de Tabellout, puis transférées par pompage dans la retenue de Draa Diss.

### 5.1. Localisation

L'aménagement du barrage de Tabellout est implanté sur l'oued Djendjene. Il est situé à 7.5 kilomètres au sud-est de la commune de Texenna Wilaya Jijel.

### 5.2. Destination

Le barrage de Tabellout destinée pour alimenter le barrage de Draa Diss par un volume régularisé de 189 hm<sup>3</sup>.



**Figure I-3** : barrage de tabellout

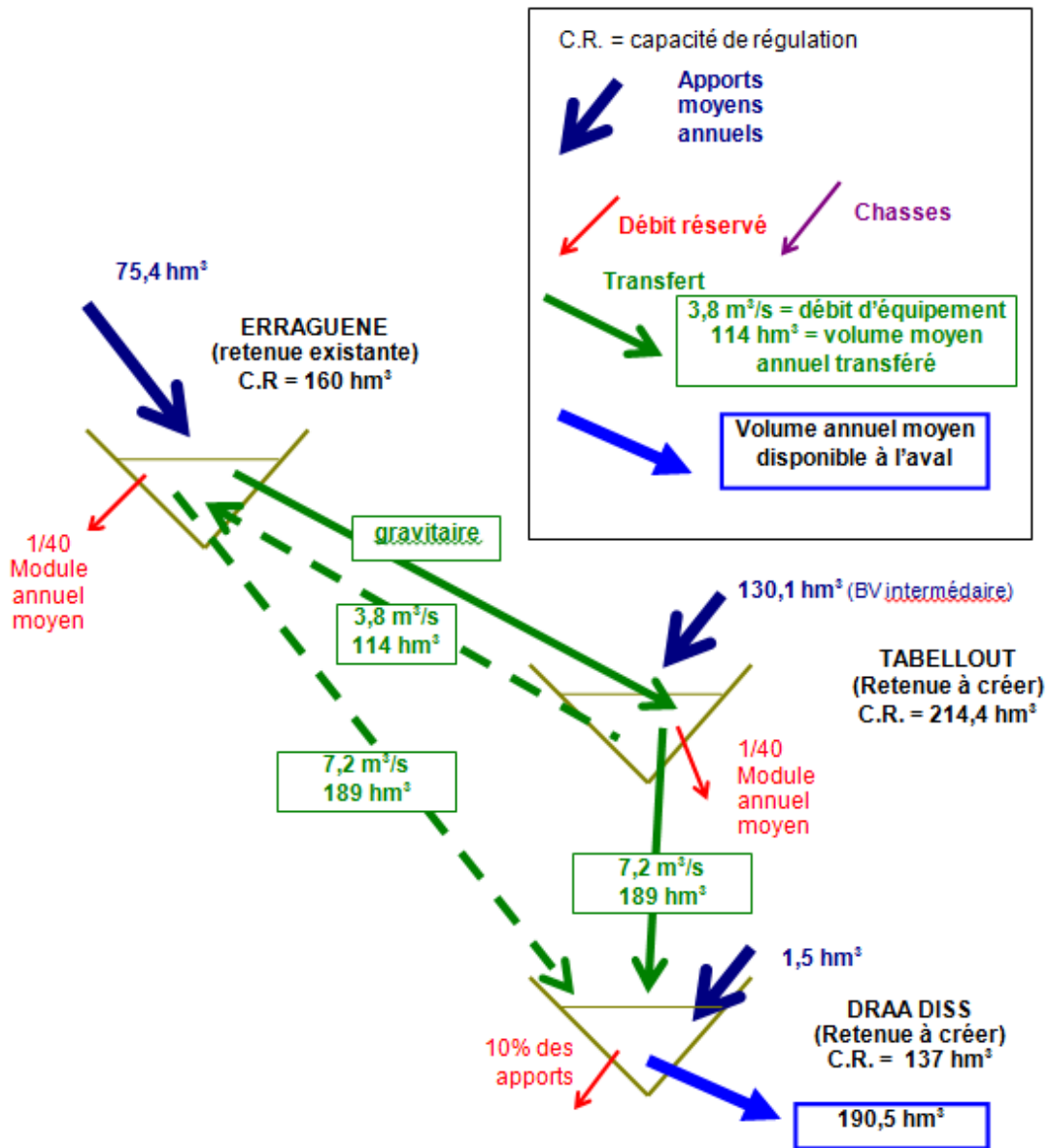


Figure I-4: Schéma du transfert Est

## Chapitre II

### Etude des variantes

Le transfert nécessaire entre les retenues de Tabellout vers Draa-Diss sert à alimenter les utilisateurs (agronomie, AEP) de la région d'El EULMA. Dans notre cas, ces retenues sont éloignées l'une de l'autre ; cette distance constitue un souci majeur du projeteur.

Les éléments du transfert sont généralement de dimension importante eue égard aux débits transportés. Les écoulements y sont le plus souvent unidirectionnels et s'opèrent en régime turbulent.

Au cours de ce chapitre, nous traitons l'adduction gravitaire qui ne fait intervenir que le seul travail de la pesanteur, puis l'adduction par refoulement, qui fera appel aux formes courantes de l'énergie, enfin l'adduction mixte, et nous allons rappeler certains critères essentiels au choix du tracé d'un transfert. Nous allons aussi étudier les différentes variantes possibles pour le transfert des eaux du barrage de Tabellout jusqu'à la retenue de Draa-Diss.

#### 1. Types d'adduction entre les ouvrages de transfert

D'après leur fonctionnement, le transfert peut être classé en trois groupes :

##### 1.1. Adduction gravitaire

C'est une adduction où l'écoulement se fait gravitairement. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte supérieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée. L'adduction gravitaire s'effectue, soit par aqueduc, soit par conduite forcée.

##### 1.2. Adduction par refoulement

C'est une adduction 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.

##### 1.3. Adduction mixte

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

Nous examinerons les conditions dans lesquelles devra être établie cette canalisation, tout d'abord du point de vue technique, puis du point de vue économique, ces deux aspects étant, en fait, liés entre eux.

## 2. Critères de choix du tracé de la conduite de transfert

Le tracé et le dimensionnement d'un transfert seront établis après avoir soigneusement étudiés les besoins : quantité d'eau à fournir, site de distribution... La connaissance de la localisation du point source et du point de livraison conduit à la définition préalable du tracé.

Le choix du tracé peut être effectué indépendamment de la configuration de l'ouvrage de transport qui sera en définitive retenue.

Au niveau de pré-études ou d'études de faisabilité, il peut arriver que le choix du tracé ne soit pas arrêté ; le processus d'étude et les méthodes s'appliquent alors à chacun des tracés envisagés.

Dans tous les cas, on partira donc de la connaissance du tracé, ce qui se traduit plus précisément par l'analyse des considérations technico-économiques qui justifiera le bon choix de tracé.

### 2.1. Considérations techniques

Les critères techniques sont :

- Il importe de rechercher un profil en long aussi régulier que possible. Le profil en long interviendra au niveau des calculs d'écoulement et du calcul de la puissance des stations de pompage.
- Le tracé se fera de préférence le long des routes ou des voies publiques pour faciliter la pose de canalisation et leur exploitation (détection des fuites, des vannes défectueuses et de tout dommage subi par l'installation) et permettre un accès rapide pour l'entretien et la réparation.
- Il y a lieu d'éviter, en effet, les contre-pentes qui, au droit du point haut ainsi formé, peuvent donner lieu, en exploitation, à des cantonnements d'air plus ou moins difficiles à évacuer.
- Eviter la présence des points hauts sur un refoulement peut faire craindre de graves incidents d'exploitation ou peut entraîner des frais supplémentaires (construction de cheminées d'équilibre).
- Chercher à couper les courbes de niveau aux sections les moins accentuées.

### 2.2. Considérations économiques

Les critères qui ont trait aux coûts :

- Nous recherchons un tracé aussi rectiligne et aussi court que possible [barrage Tabellout - barrage d'accumulation] afin d'obtenir de longs alignements, raccordés par des coudes largement ouverts en vue d'éviter des butées importantes.



- éviter autant que possible les zones d'habitations,
- éviter les zones instables, qui peuvent conduire au déboitement des joints et à des déformations excessives de la conduite.
- éviter autant que possible les terrains rocheux,
- éviter les talwegs profonds,
- limiter les changements brusques de direction.

Ces différents paramètres ont pour objectif de minimiser le coût de réalisation

### 3. Proposition des variantes

Avant de se lancer dans la proposition des variantes, nous signalons que nous sommes guidés dans ce choix par le but du projet, qui est le transfert d'eau entre deux ouvrages de retenues, et que l'étude des variantes a pour objet le choix du tracé le plus économique possible, le choix de l'emplacement convenable des réservoirs tampon ainsi que les stations de pompage.

La configuration générale de la zone d'étude du transfert comportera une partie par refoulement dont le départ est la station de pompage qui prélève les eaux de la retenue de Tabellout jusqu'à l'entrée de la galerie qui chemine l'eau vers le réservoir tampon pour stabiliser l'eau, puis l'autre partie du transfert par refoulement se fait par une série de station de pompages vers le barrage de Draa-Diss.

Donc le choix de la variante, revient à choisir un tracé qui répond aux exigences techniques tout en étant le meilleur du point de vue économique. Par rapport aux données dont on dispose (carte d'état-major, mais pas de levé topographique précis de la zone d'étude). Nous avons considéré une hypothèse pour l'écoulement gravitaire : Le tronçon de l'adduction gravitaire sera représenté par une seule variante car la topographie ne nous permet pas de prendre des tracés différents.

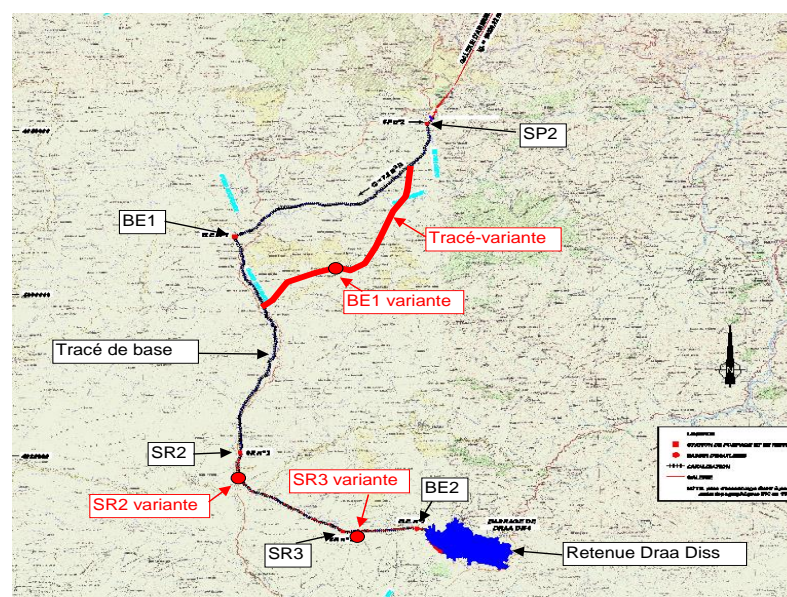


Figure II-0 : Vue en Plan

### 3.1. Variante 1

Dans cette variante, le système d'adduction par refoulement est constitué d'une seule station de pompage (SP1) d'une côte de 277,70 m NGA, qui prélève les eaux de la retenue de Tabellout implantée dans la branche Sud de la retenue de Tabellout, c'est à dire la partie de la retenue alimentée par l'oued Raha. Il faut en effet rappeler que le site du barrage de Tabellout se situe à la confluence des oueds Djendjene (sur lequel est implanté le barrage existant d'Erraguène) et Raha.

Depuis SP1, la conduite de transfert est dirigée vers le Sud à l'aval de la galerie à la côte de 596.7 m NGA en franchissant les hauts reliefs qui séparent les vallées des oueds Djendjene et El Kebir. A partir d'un bassin tampon situé à la côte de 579,71m NGA situé en bordure de l'oued Halib, affluent rive gauche de l'oued El Kebir, une station de pompage (SP2) à la côte de 574,66 m NGA refoule les eaux vers le Sud-Ouest en longeant l'oued El Kebir, puis vers le Sud à partir de l'oued Bourdime (autre affluent rive gauche de l'oued El Kebir), en longeant l'oued Dehamcha et sur la RN 77. Au droit de la localité de BENI FOUDA, le tracé s'oriente vers l'Est. Le tracé franchit un col à la côte 1183 m NGA au Sud-Ouest de la localité TACHOUDA, pour descendre gravitairement dans la retenue de Draa Diss à la côte de 1140 m NGA.

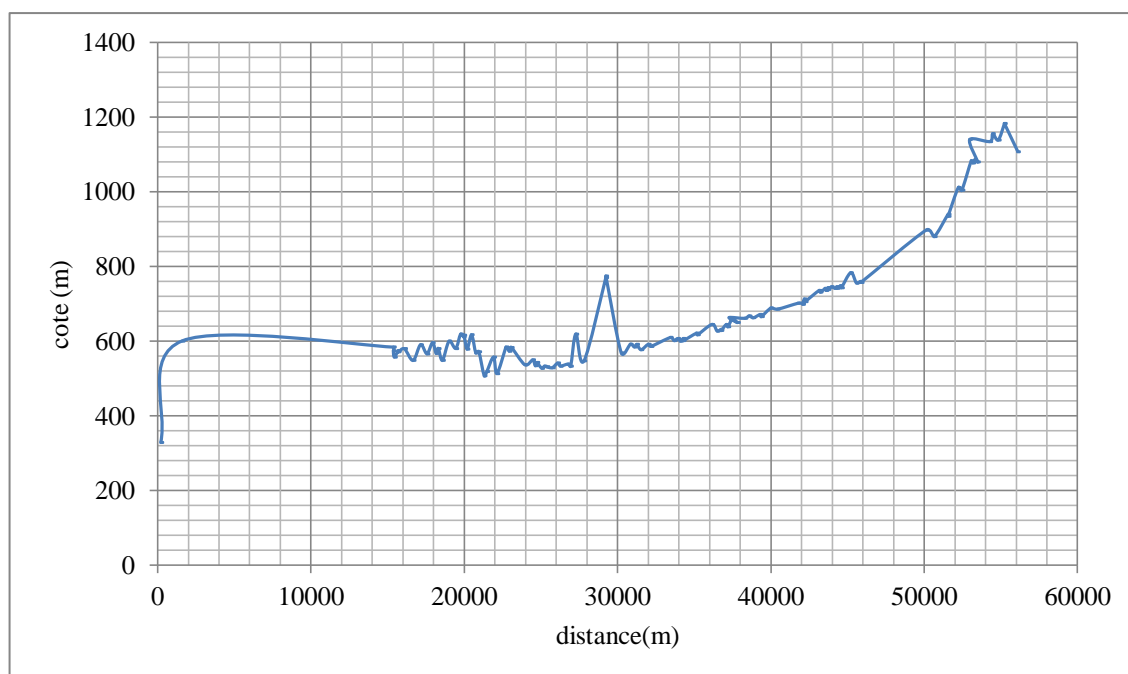
La topographie du terrain et les contraintes techniques de fonctionnement ont conduit à découper le transfert en cinq (05) tronçons, dont les trois (03) derniers tronçons de dénivelées équivalentes :

- ✓ le tronçon 1, entre la retenue de Tabellout à l'entrée de la galerie, en canalisation sous pression,
- ✓ le tronçon 2, en galerie à écoulement gravitaire jusqu'au bassin tampon en bordure de l'Oued Halib,
- ✓ Trois (03) tronçons en série entre le bassin tampon en bordure de l'Oued Halib et la retenue de Draa Diss (conduite en charge, puis gravitaire). Les caractéristiques de la variante 1 sont représentées dans le tableau II-1.

**Tableau II-1:** Caractéristiques de la variante 1

Tronçon	Longueur (m)	Dénivelée (m)	Nature d'écoulement
SP1 à l'entrée de la galerie	1 467	278	En charge
La galerie et le bassin tampon	13 785	0,12%	Gravitaire
Bassin tampon oued halib – SP2	321	5,5	Gravitaire
SP2 – BE1	13 490	197,50	En charge
BE1 – SR2	14 442	- 26,50	Gravitaire
SR2 – SR3	7 946	198,60	En charge
SR3 – BE2	3 996	240	En charge
BE2 – draa diss	866	43,51	Gravitaire





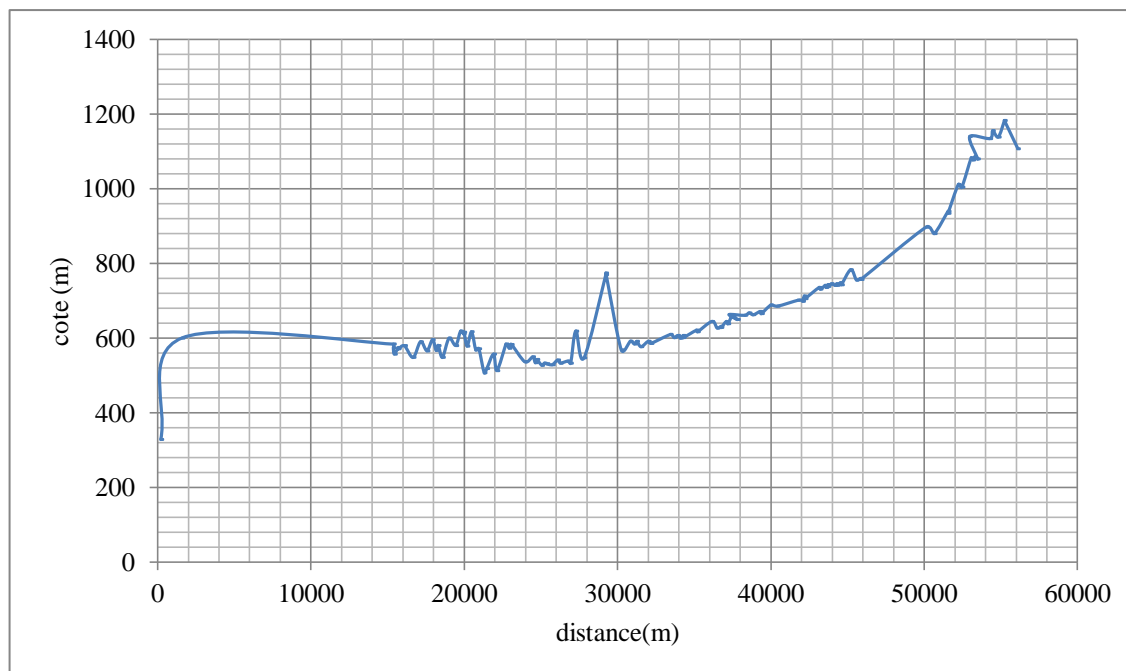
**Figure II-1 :** Profil en long de la variante 1

### 3.2. Variante 2

Le même principe a été suivi pour l'élaboration de la variante N°2. Nous avons mettre deux stations pompage disjointes, la station (SR1) implanter sur côte de 326.2 mNGA, cette option conduirait à disposer des pompes à vitesse variable sur (SP1) mais à des charge relativement faible puisque cette station de pompage ne refoulerait que vers la bêche d'aspiration de (SR1) localisée à proximité. Les caractéristiques de la variante 2 sont représentées dans le tableau II-2.

**Tableau II-2:** Caractéristiques de la variante 2

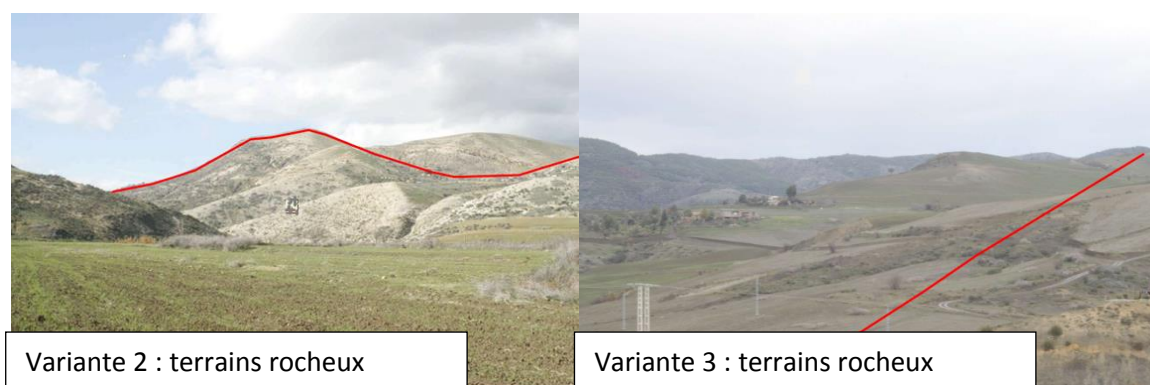
Tronçon	Longueur (m)	Dénivelée (m)	Nature d'écoulement
SP1– SR1	140	55,5	En charge
SR1 à l'entrée de la galerie	1 390	270,5	En charge
La galerie et le bassin tampon	13 785	0,12%	Gravitaire
Bassin tampon ouedhalib – SP2	321	5,5	Gravitaire
SP2 – BE1	13 490	197,50	En charge
BE1 – SR2	14 442	- 26,50	Gravitaire
SR2 – SR3	7 946	198,60	En charge
SR3 – BE2	3 996	240	En charge
BE2 – draa diss	866	43,51	Gravitaire



**Figure II-2** : Profil en long de la variante 2

### 3.3. Variante 3

Le tracé de cette variante suit le même chemin que la variante 2, La différence entre la deuxième variante et la troisième réside essentiellement sur la partie du transfert entre les stations de pompage SP2 et SR2. Ce tracé présente l'avantage de traverser les terrains agricoles faciles d'accès et beaucoup moins de traversées de rivière en aval que la deuxième variante qui traverse beaucoup plus les terrains rocheux comme le montre les images suivantes :



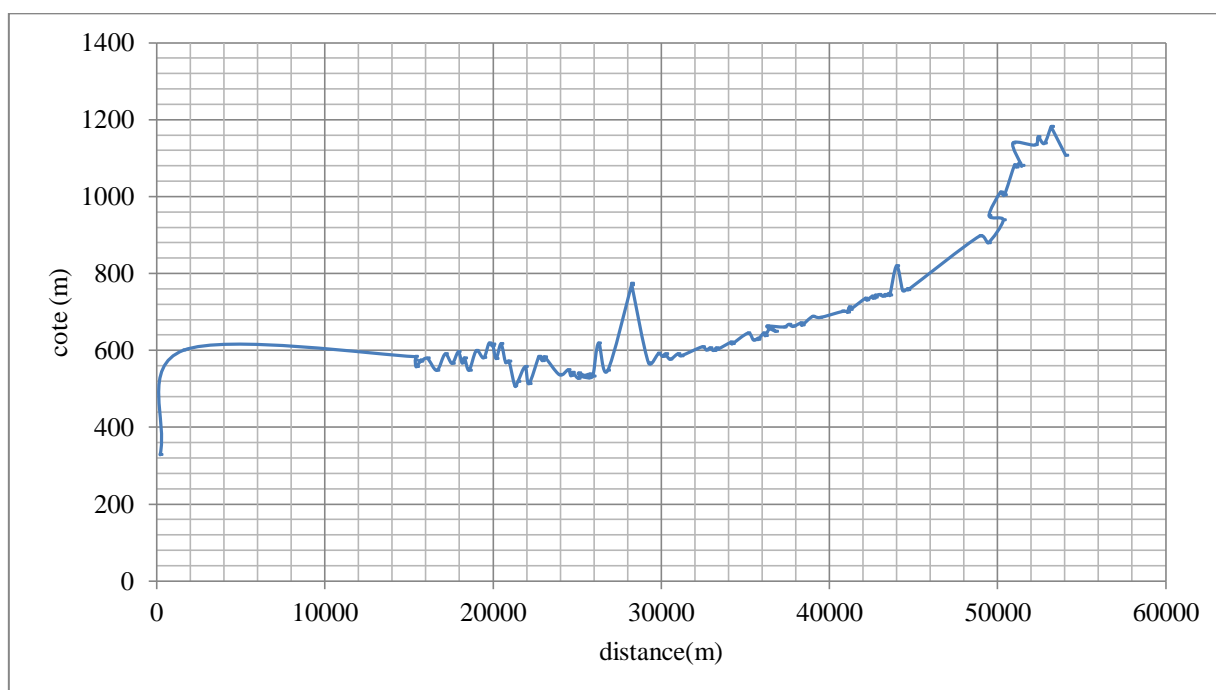
**Figure II-3** : localisation proposée des variantes du tracé

Cette variante permet de réduire la linéaire de conduite du transfert Est de 2750 m qui implique le déplacement du Bassin d'Equilibre BE1, et de déplacer également les stations de pompage SR2 et SR3. Le niveau proposé de ces ouvrages est entre 29 à 35 m plus haut que l'altitude envisagée pour les ouvrages correspondant du tracé de la variante 2. [Annexe 3]

Les caractéristiques de la variante 3 sont représentées dans le tableau II-3.

**Tableau II-3** : Caractéristiques de la variante 3

Tronçons	Longueur (m)	Dénivelée (m)	Nature d'écoulement
SP1– SR1	140	55,5	En charge
SR1 à l'entrée de la galerie	1 390	270.5	En charge
La galerie et le bassin tampon	13 785	0,12%	Gravitaire
Bassin tampon ouedhalib – SP2	321	5,5	Gravitaire
SP2 – BE1	11 350	230,50	En charge
BE1 – SR2	15 400	- 30,50	Gravitaire
SR2 – SR3	6 650	215	En charge
SR3 – BE2	3 720	205	En charge
BE2 – draa diss	866	43,51	Gravitaire

**Figure II-4** : Profil en long de la variante 3

## Conclusion

La variante 1 semble la plus intéressante : Elle permet de supprimer une station de pompage (donc de faire des économies significatives particulièrement de génie civil) et d'éviter les risques associés à une double station de pompage en série (fausses manœuvres conduisant à des problèmes en régime transitoire, ou à des mauvais fonctionnements des pompes). Cette solution permet également de disposer d'un débit de fonctionnement acceptable ( $>7.2 \text{ m}^3/\text{s}$ ) et à un rendement supérieur à 86%. Elle est la plus simple à gérer, car il n'y a qu'une seule station de pompage. Cependant, nous nous fixerons sur le choix de la variante après analyse des variantes 2 et 3.

La Variante 2 jumèle deux stations de pompage en série pose de nombreux problèmes. D'abord, cela coûterait nettement plus chère qu'une seule et unique station de pompage. Ensuite, la gestion au quotidien de cet ensemble serait bien plus compliquée, du fait des imbrications des fonctionnements des pompes entre elles. De plus, il serait nécessaire de prendre en compte nombre de procédures et d'automatisation nécessaire pour limiter les risques de dégradation en cas notamment de démarrage ou d'arrêt inopiné de tout ou partie des installations.

La Variante 3 permet de faire des économies en raison d'un linéaire plus faible des canalisations sans impact majeur technique ou financier sur les stations de pompage. Cependant, cette variante conduirait à déplacer plusieurs ouvrages et donc à compléter les investigations déjà réalisées pour la première variante : expropriation, levés topographique et études géotechnique sur les nouveaux sites de pompage et de stockage.

Donc les deux variantes 1 et 2 présentent les mêmes particularités techniques, seule l'implantation de la station de pompage SR1 diffère. Cette différence se résume dans les contraintes suivantes :

- Le niveau de la retenue Tabellout varie entre 276.5 m (basses eaux utiles) et 324.75 m (niveau maximale d'exploitation). Cette variation de charge importante (48.25) impacte la plage de fonctionnement des pompes d'exhaure.
- Le risque de ne pas trouver de pompes permettant un refoulement directe depuis le lac jusqu'à l'entrée du tunnel, capable de fonctionner à vitesse fixe aux HMT nécessaires.
- Il a été retenue de ne pas considérer de pompes à vitesse variable refoulant à de grande HMT.

Sur la base de la présente analyse des variantes, nous avons décidé de garder les variantes 2 et 3 car elles paraissent les plus acceptables techniquement, et cela malgré quelques travaux de génie civil supplémentaires.

**Chapitre III****Calcul et dimensionnement des conduites**

Nous examinerons, à présent, les différentes lois régissant les phénomènes hydrauliques se produisant au sein du transfert.

Le choix du matériau et le diamètre des canalisations de refoulement et des canalisations gravitaire nécessaire à la réalisation du projet feront l'objet de ce chapitre.

**1. 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.

- ❖ Sur le plan technique cette faisabilité dépend de plusieurs exigences telles que :
  - Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance des charges mobiles ;
  - Adaptation aux terrains de pose ;
  - Bonne étanchéité ;
  - Facilité d'entretien et de mise en service.
  
- ❖ Sur le plan économique cette faisabilité dépend essentiellement :
  - Du prix de la fourniture et du transport ;
  - De leur disponibilité sur le marché local (de préférence) ;
  - De l'énergie consommée lors de l'exploitation.

Les conduites les plus couramment utilisés sont des conduites en fonte et des conduites en acier. Ensuite, viennent les conduites en béton armé, les conduites en béton précontraint, les conduites en amiante-ciment, les conduites en matière plastique (PVC, PEHD,...).

Dans le cadre de ce projet, nous avons optés pour des conduites en acier fabriqués à partir de produits plats formés en profil circulaire et soudés longitudinalement ou hélicoïdalement par pression ou par fusion. L'assemblage des conduites et des pièces de raccord sera effectué par joints soudés. Ce choix se justifie, grâce à un enrobage soigné et à une protection cathodique bien faite, et on a souvent recours au conduite en acier, surtout si des mouvements de sol sont à craindre.

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

## 2. Lois de dimensionnement

### 2.1. Critère hydraulique

Pour chaque tronçon étudié, les pertes de charge totales ont été déterminées pour permettre le dimensionnement des groupes de pompage.

#### 2.1.1 Définition de la perte de charge

La perte de charge désigne la perte irréversible d'énergie de pression que subit un liquide ou un gaz lors de son passage dans un conduit, un tuyau ou un autre élément de réseau de fluide cette perte d'énergie, liée à la vitesse du fluide (faible vitesse équivaut à une faible perte de charge), est causée par la transformation en chaleur, des frottements internes provoqués par la viscosité du fluide (un fluide parfait sans viscosité ne génère pas de perte de charge), de la rugosité des parois, des variations de vitesses et des variations de direction du fluide. La perte de charge est une perte d'énergie par unité de poids d'eau transporté; ou hauteur de colonne d'eau hydrostatique équivalente. L'unité de la perte de charge est le Joule par Newton ou mètre de colonne d'eau (mCE).

#### a) Pertes de charges linéaires



1. Les pertes de charge régulières, qui représentent les pertes de charge par frottements dans les conduites. Elles sont provoquées par la viscosité du fluide. Elles sont fonction du degré de turbulence (décrit par le nombre de Reynolds) :

Le calcul des pertes de charges linéaires dans les conduites pleines est basé sur la formule de DARCY :

$$j = \lambda \frac{V^2}{2gD} \quad (\text{III-1})$$

$j$  : est la perte de charge en mètre colonne fluide (mCE) par unité de longueur de la conduite.

$V$  : est la vitesse moyenne de l'écoulement (m/s).

$D$  : est le diamètre de l'écoulement (m).

$L$  : est la longueur de l'écoulement (m).

$g$  : est l'accélération terrestre =  $9,81 \text{ m/s}^2$ .

$\lambda$  : est le coefficient de pertes de charge régulières. Ce coefficient de perte de charge est calculé par la formule de Coolebrook-White donnée par la formule suivant :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[ \frac{k}{3,7 D} + \frac{2,51}{Re \sqrt{\lambda}} \right] \quad (\text{III-2})$$

$Re$  : Nombre de Reynolds avec  $Re = VD/\nu$

$K$  : paramètre lié à la rugosité de la paroi.

Pour notre projet, il a été choisi d'utiliser le coefficient  $k = 0.1\text{mm}$ .

La viscosité cinématique ( $\nu$ ) est prise égale à  $1 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ , très sensiblement celle de l'eau à  $20^\circ\text{C}$ .

### b) Pertes de charges singulières



2. Les pertes de charge singulières, sont le résultat des variations de vitesses et des changements de directions du fluide provoqués par les formes et obstacles que rencontre le fluide en traversant un objet: Cônes, coudes, grilles, raccordements, jonctions.

Au stade de l'Avant-Projet définitif, les pertes de charges singulières sont déterminées d'après la formule de WEISBACH :

$$\Delta h_s = \xi \frac{V^2}{2g} \quad (\text{III-3})$$

$\Delta h_s$  : est la perte de charge singulière (mCE).

$\xi$  : est le coefficient de pertes de charge singulière. Ce coefficient de perte de charge est donné par des formules expérimentales tabulées [IDE].

$V$  : est la vitesse moyenne de l'écoulement (m/s).

Pour des écoulements en conduite, le coefficient de perte de charge  $\lambda$  dépend du nombre de Reynolds,  $Re$ , de l'état de surface de la conduite (sa rugosité) et du régime d'écoulement.

Toutefois en ce qui nous concerne, nous utiliserons plutôt un diagramme, appelé abaque de MOODY, qui donne la valeur de  $\lambda$  en fonction de  $Re$  et de la rugosité de la conduite.

En fait, c'est le rapport de la rugosité  $k$  et du diamètre  $D$  de la conduite qui sera utilisée.

Ce rapport s'appelle rugosité relative :  $k/D$ .

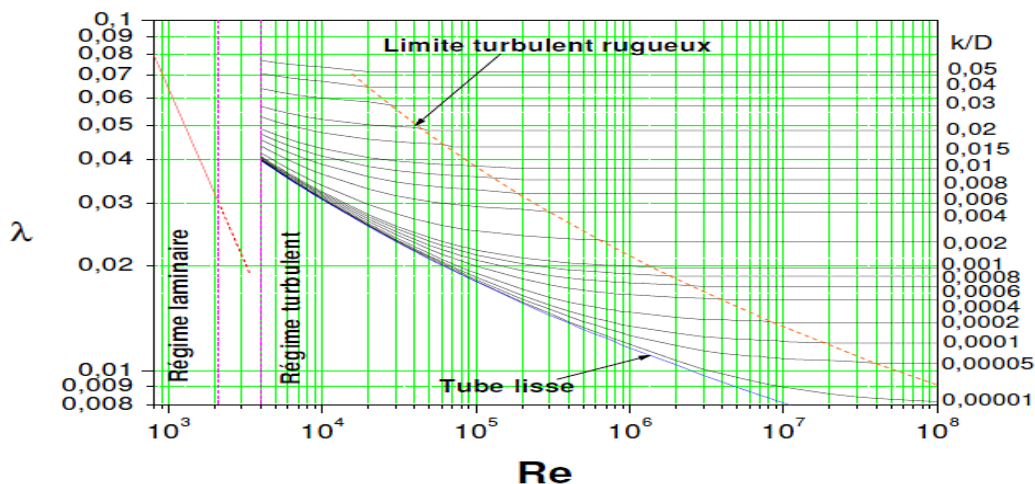


Figure III-1 : diagramme de MOODY

## 2.2. Caractéristiques mécaniques

En règle générale, chaque tronçon de canalisations est dimensionné pour les points où la pression maximale de service et la pression maximale de fonctionnement sont les plus importantes.

En effet, le prix de la conduite varie peu (moins de 1%) en fonction de la pression de fonctionnement, et le choix d'un type de tuyau unique par grand tronçon permet de sécuriser le chantier.

### 2.2.1. Les pressions relatives à la conduite

Lors du choix d'un composant d'une canalisation, il faut s'assurer que les trois inégalités ci-contre sont respectées.

$$\begin{aligned} DP &\leq PFA \\ MDP &\leq PMA \\ STP &\leq PEA \end{aligned}$$

- **Pression relatif au concepteur**

DP- pression de calcul en régime permanent : pression maximale de fonctionnement de la zone de pression, fixée par le projeteur mais non compris le coup de bélier.

MDP- pression maximale de calcul : pression maximale de fonctionnement de la zone de pression, fixée par le projeteur mais comprenant le coup de bélier et tenant compte de développement futurs

STP- pression d'épreuve du réseau : pression hydrostatique appliquée à une conduite nouvellement posée de façon à assurer de son intégralité et de son étanchéité.

- **Pression relative au fabricant**

PFA- pression de fonctionnement admissible : pression interne, non compris le coup de bélier, qu'un composant peut supporter en toute sécurité de façon continue en régime hydraulique permanent.

PMA- pression de maximale admissible : pression interne maximale, y compris le coup de bélier, qu'un composant peut supporter de façon sûre en service.

PEA- pression d'épreuve admissible : pression hydrostatique maximale qui peut être appliquée sur site à un composant d'une canalisation nouvellement installée.



### 2.2.2. Epaisseur de la conduite

La résistance à la pression interne est fonction de l'épaisseur du tuyau et des caractéristiques de la nuance d'acier employée, selon l'une des formules disponibles.[ESH]

$$e = \frac{PD}{2\sigma K_f} + e_s \quad (\text{III-4})$$

Avec :

$e$  : épaisseur de la conduite [mm] ;

$P$  : pression hydrostatique [N/mm<sup>2</sup>] ;

$D$  : diamètre de la conduite [m] ;

$\sigma$  : contrainte admissible [N/mm<sup>2</sup>] ;

$K_f = 0.9$  pour une conduite avec soudures inspectées aux rayons X,  $K_f = 1$  pour une conduite sans soudure ou avec soudures inspectées aux rayons X et stabilisées,

$e_s$  : Épaisseur supplémentaire prenant en compte la corrosion [mm].

### 3. Dimensionnement des canalisations en pression

Du point de vue technico-économique, la conduite de refoulement et la station de pompage sont liées. Plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever, plus la perte de charge  $J$  sera grande, plus le moteur d'entraînement devra être puissant, donc, plus l'énergie dépensée sera importante. [DUP]

D'autre part, en augmentant le diamètre de la canalisation cela induit une augmentation des dépenses d'investissement tout en diminuant les pertes de charge; par conséquent les dépenses en énergie diminuent.

Donc le choix du diamètre économique résulte d'un compromis entre les dépenses d'investissement et les dépenses de fonctionnement

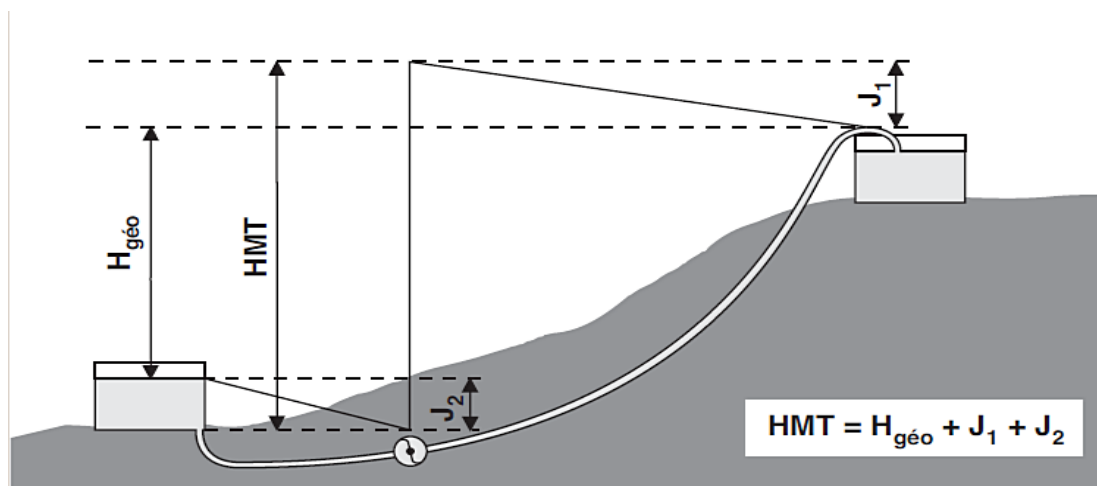
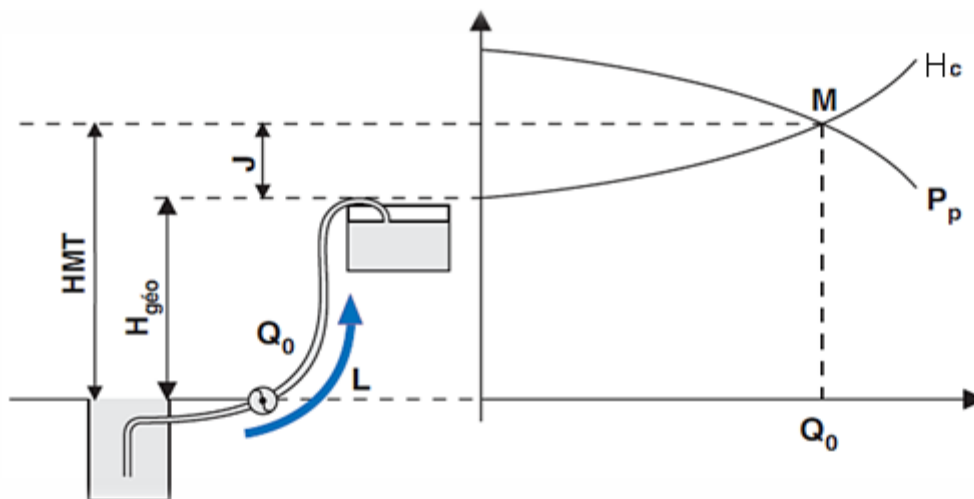


Figure III-2 : Schéma de l'adduction par refoulement depuis un réservoir

On appelle :

- hauteur géométrique ( $H_{géo}$ ) la différence d'altitude entre le plan d'eau de pompage et le lieu à alimenter,
- hauteur manométrique totale (HMT) la hauteur géométrique augmentée des pertes de charge totales liées à l'aspiration et au refoulement, et, le cas échéant, de la pression résiduelle minimale de distribution.

• **Résolution graphique**



**Figure III-3** : adduction par refoulement à partir d'un puits

$H_c$  : Caractéristique de la canalisation avec :

$$H_c = H_{géo} + J \quad (III-5)$$

$J$  : perte de charge en (mCE/km) ;

$P_p$  : Caractéristique de la pompe ;

$M$  : point de fonctionnement.

Il existe des formules permettant de déterminer le diamètre économique d'une conduite de refoulement telle que les formules de Bresse, Bonnin, Vuibert (1948), Munier (1961), mais ces formules valables pour les petits et les moyens diamètres, et les longueurs faibles.

Pour les grandes longueurs et les diamètres importants, comme notre projet, il faut effectuer une étude économique détaillée. Le diamètre retenu sera celui correspondant à un coût annuel (amortissement de l'investissement plus le frais de pompage).

### 3.1. Détermination du coût total annuel d'installation

#### 3.1.1. Frais d'investissement de la Conduite

Les frais d'investissement de la Conduite sont estimés par :

$$F_{\text{inv}} = K_1 \cdot L \cdot a \text{ (DA)} \quad (\text{III-6})$$

$K_1$  : est le coût en DA/ml d'un mètre linéaire de la conduite en tenant compte des frais de pose.

$L$  : est la longueur de la conduite en mètre (m).

$a$  : Annuité d'amortissement donnée par la formule :

$$a = \frac{i}{(i + 1)^n} + i \quad (\text{III-7})$$

Où:

$i$  : taux d'annuité  $\approx 8\%$

$n$  : nombre d'années d'amortissement ( $n=30$ ans) ; soit :  $a = 0.0879501$ .

#### 3.1.2. Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont estimés par :

$$F_{\text{exp}} = K_2 \cdot \mathcal{P} \cdot t \quad (\text{III-8})$$

$$\mathcal{P} = (\rho g Q H_{\text{MT}}) / (\eta \cdot 1000) \quad (\text{III-9})$$

$K_2$  : Coût d'un KWh d'énergie électrique ( $K_2 = 4,67$ DA) imposé par SONELGAZ ;

$t$  : Temps de fonctionnement,  $t = T \cdot 365$ ;

$T$  : Nombre d'heures de fonctionnement par jour,  $T = 20$  h ;

$\mathcal{P}$  : Puissance réelle en KW;

$H_{\text{MT}}$  : Hauteur manométrique totale d'élévation;

$\eta$  : rendement de pompage.

$$H_{\text{MT}} = H_g + \frac{8Q^2}{gD^5\pi^2} \lambda L \quad (\text{III-10})$$

#### 3.1.3. Coût total

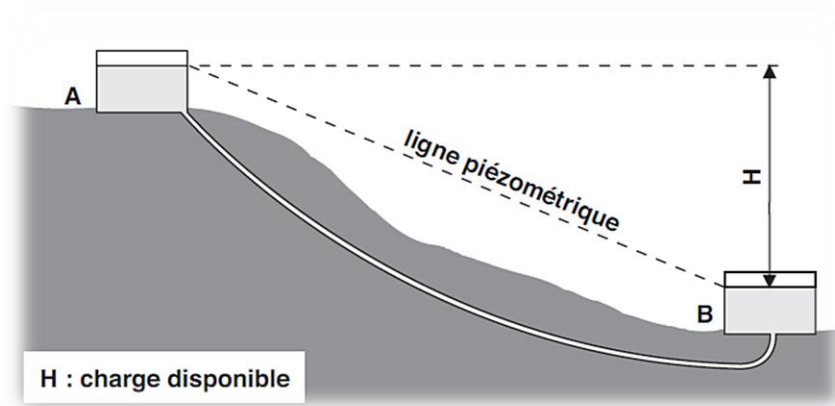
Le coût total est estimé par :

$$c_c = F_{\text{inst}} + F_{\text{exp}} \quad (\text{III-11})$$

$$c_t = K_1 \cdot L \cdot a + K_2 \cdot \mathcal{P} \cdot t \quad (\text{III-12})$$

#### 4. Dimensionnement des canalisations gravitaire

L'adduction gravitaire est le mode d'adduction qui permet, à partir d'un stockage d'eau naturel ou artificiel situé à la cote  $Z$ , d'alimenter à l'aide d'une conduite en pression tous les points à desservir situés à des cotes  $z < Z$ , sans apport d'énergie.



**Figure III-4 :** Adduction d'un réservoir A vers un réservoir B

$$H_d = H_A - H_B \quad (\text{III-13})$$

$H_A$  : Côte de niveau minimal dans A

$H_B$  : Côte du trop-plein de B

Par sécurité on prend parfois pour niveau minimale de A sont radier.

On a quatre paramètres intervenant dans le calcul d'une conduite gravitaire : le débit ( $Q$ ), le diamètre ( $D$ ), la vitesse ( $V$ ), et les pertes de charges ( $J$ ); pratiquement, seul le diamètre est à déterminer. [DUP]

##### 4.1. Écoulements en charge

Sachant que :

$$Q = \frac{\pi D^2}{4} * V \quad (\text{III-14})$$

- **Formule de DARCY**

La formule de DARCY s'écrit :

$$J = \lambda \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g} = \frac{8Q^2}{gD^5\pi^2} \lambda L \quad (\text{III-15})$$

La perte de charge unitaire maximale est :

$$j = \frac{H_d}{L} \quad (\text{III-16})$$

Le diamètre peut être déterminé :

- Par calcul, en résolvant le système d'équations constitué par les formules de DARCY et COLEBROOK.
- Par lecture directe sur les tables de pertes de charge.

### • Formule de Lechapt et Calmon

Les pertes de charge (pour 1 m) par la formule de Lechapt et Calmon est :

$$j = 1,1 \cdot 10^{-3} Q^{1.89} D^{-5} \quad (\text{III-17})$$

Q : débit en (m<sup>3</sup>/s).

D : Diamètre en (m).

## 4.2. Écoulements à surface libre

Les pentes du fond de l'ouvrage et de la surface libre sont identiques; la perte de charge est égale à la pente. La vitesse d'écoulement est donnée par la formule de Chézy :

$$V = C\sqrt{RI} \quad (\text{III-18})$$

Avec :

V : vitesse de l'écoulement (m/s)

C : coefficient de Chézy.

R : rayon hydraulique (rapport de la surface mouillée au périmètre mouillé) dans le cas où l'aqueduc est de forme circulaire :

$$R = \frac{S}{P} = \frac{D}{4} \quad (\text{III-19})$$

S : section mouillée (m<sup>2</sup>)

P : périmètre mouillé (m)

I : pente de la conduite (m/m).

Le débit se déduit immédiatement :

$$Q = SC\sqrt{RI} \quad (\text{III-20})$$

$$C = K_s R^{1/6} \quad (\text{III-21})$$

Q : débit (m<sup>3</sup>/s);

K<sub>s</sub> : coefficient de Strickler.

### 4.2.1. Méthode de calcul

Le débit est fonction de la pente et de la section mouillée, donc de la hauteur d'eau dans la conduite; le débit nominal maximum de notre transfert est de 7.2 m<sup>3</sup>/s.

Pour obtenir le diamètre, on procède comme suit :

Diamètre théorique de la conduite :

$$D_{th} = 4^{5/8} \left( \frac{Q}{K_s * 3.14 * \sqrt{I}} \right)^{3/8} \quad (III-22)$$

Avec :

$Q$  : Débit (m<sup>3</sup>/s).

$K_s$  : Coefficient de Strickler (= 75 pour un béton de bonne maçonnerie). [BON]

$I$  : Pente de la conduite.

A partir de diamètre théorique, on choisit un diamètre commercial disponible sur le marché.

Calculer la vitesse à pleine section :

$$V_{ps} = \frac{(K_s \cdot \sqrt{I} \cdot D_c^{2/3})}{4^{2/3}} \quad (III-23)$$

Calculer le débit à pleine section :

$$Q_{ps} = V_{ps} \cdot S = V_{ps} \cdot \frac{\pi D_c^2}{4} \quad (III-24)$$

Effectuer le rapport des débits :

$$r_q = \frac{Q_T}{Q_{ps}} \quad (III-25)$$

Calculer la vitesse effective :

$$V = V_{ps} \cdot r_v \quad (III-26)$$

Vérification de la vitesse :

$$0,3 \leq V \leq 6 \text{ m/s}$$

Calculer la hauteur de remplissage :

$$\frac{H}{D_c} = r_h \Rightarrow H = D_c \cdot r_h \quad (\text{III-27})$$

Une conduite à écoulement à surface libre est correctement dimensionnée lorsqu'elle peut faire écouler le débit de dimensionnement sans se mettre en charge, à des vitesses comprises, en général, entre 0.3 et 6 m/s.

## 5. Dimensionnement

Le dimensionnement des conduites par refoulement s'effectue selon les paramètres donnés dans le tableau III-1 :

Les pertes de charges sur l'aspiration, très faible seront négligées.

**Tableau III-1** : Paramètres de dimensionnement pour les conduites par refoulement

Paramètres hydrauliques	Débit (m <sup>3</sup> /s)	K (mm)	v (m <sup>2</sup> /s)	η(%)
	7.2	0.1	1*10 <sup>-6</sup>	85
Paramètres économiques	Années Amortissement	Taux annuité	Prix énergie [Da/KWh]	
	30 ans	8.00%	4.64	

### 5.1. Variante 1

Ce variant suit même principe que la variante 2 sauf l'implantation de la station de pompage SR1, on a négligé cette variante à cause de risque de n'avoir pas trouvé sur le marché les pompes qui refouler sur une hauteur de 330 m avec un débit de 7.2 m<sup>3</sup>/s.

### 5.2. Variante 2

La variante 2 est composée de cinq (05) tronçons par refoulement (SP1-SR1, SR1-l'entrée de la galerie, SP2 -BE1, SR2-SR3 et SR3-BE2) et de quatre (04) tronçons gravitaire (l'entrée de la galerie-bassin tampon, bassin tampon -SP2, BE1 - SR2 et BE2- retenu de Draa Diss).

#### 5.2.1. Dimensionnement du tronçon SP1-SR1

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique sont données dans les tableaux ci-dessous.

- **Frais d'investissement de la Conduite**

**Tableau III-2** : Frais d'investissement de la Conduite du tronçon SP1-SR1

D (mm)	prix au m.l. (KDA)	Longueur (m)	prix de la conduite (MDA)	Annuité (DA)	prix de la conduite*Annuité (MDA)
1800	100	140	14	0.081	1.13
2000	110	140	15.4	0.081	1.25
2500	140	140	19,5	0.081	1.7
3000	165	140	23.1	0.081	1.87

1 MDA = 1000 KDA = 1000000 DA.

- **Frais d'exploitation**

**Tableau III-3** : Frais d'exploitation du tronçonSP1-SR1

D (mm)	j (mCE/Km) K = 0.1 (mm)	Longueur (m)	J = j*L (mCE)	H = 55.5 + J (mCE)
1800	2.589	140	0.36	55.86
2000	1.518	140	0.21	55.71
2500	0.5	140	0.07	55.57
3000	0.2	140	0.028	55.53

D (mm)	H = 55,5 + J (mCE)	prix de l'énergie (DA/KW)	Puissance (MW)	puissance*t (MWh)	prix de l'énergie (MDA)
1800	55.86	4.64	4.64	33886.4	157.23
2000	55.71	4.64	4.63	33795.5	156.81
2500	55.57	4.64	4.62	33709	156.40
3000	55.53	4.64	4.61	33683.5	156.29



- **Coût global**

**Tableau III-4** : Coût global du tronçon SP1-SR1

D (mm)	Amortissement (MDA)	Exploitation (MDA)	Totaux (MDA)
1800	1.13	157.23	158.37
2000	1.20	156.81	158.06
2500	1.7	156.40	158.1
3000	1.87	156.29	158.16

D'après les résultats obtenus, on opte pour le diamètre  $D = 2000$  mm sur le tronçon SP1-SR1.

La vérification de la vitesse nous donne une vitesse de 2.29 m/s, c'est une vitesse acceptable.

### 5.2.2. Dimensionnement du tronçon SR1-Galerie

Les résultats de dimensionnement sont donnés dans les tableaux ci-dessous.

- **Frais d'investissement de la Conduite**

**Tableau III-5** : Frais d'investissement de la Conduite du tronçon SR1-Galerie

D (mm)	prix aum.1. (KDA)	Longueur (m)	prix de la conduite (MDA)	Annuité (DA)	prix de la conduite*Annuité (MDA)
1800	100	1390	139	0.081	11.26
2000	110	1390	152.9	0.081	12.38
2500	140	1390	194.6	0.081	15.76
3000	165	1390	229.35	0.081	18.58

- **Frais d'exploitation**

**Tableau III-6** : Frais d'exploitation du tronçonSR1-Galerie

D (mm)	j (mCE/km) K = 0.1 (mm)	Longueur (m)	J = j*L (mCE)	H = 270.5 + J (mCE)
1800	2.59	1390	3.6	274.1
2000	1.52	1390	2.11	272.61
2500	0.5	1390	0.69	271.19
3000	0.2	1390	0.28	270.78

D (mm)	H = 270,5 + J (mCE)	Prix de l'énergie (DA/KW)	Puissance (MW)	Puissance*t (MWh)	Prix de l'énergie (MDA)
1800	274.1	4.64	22.78	166269.43	771.49
2000	272.61	4.64	22.65	165366.39	767.3
2500	271.19	4.64	22.53	164508.03	763.32
3000	270.78	4.64	22.5	164255.08	762.14

- **Coût global**

**Tableau III-7** : Coût global du tronçon SR1-Galerie

D (mm)	Amortissement (MDA)	Exploitation (MDA)	Totaux (MDA)
1800	11.26	771.49	782.75
2000	12.38	767.3	779.68
2500	15.76	763.32	779.08
3000	18.58	762.14	780.72

D'après les résultats obtenus, on opte pour le diamètre D = 2500 mm sur le tronçon SR1-Galerie. La vérification de la vitesse nous donne une vitesse de 1.47 m/s, c'est une vitesse acceptable pour notre projet.

### 5.2.3. Dimensionnement du tronçon Galerie-Oued elhalib

Calcul de diamètre théorique :

$$D_{th} = 4^{5/8} \left( \frac{7.2}{75 \cdot 3.14 \cdot \sqrt{0.0012}} \right)^{3/8}$$

$$D_{th} = 2027 \text{ mm} \rightarrow D_C = 2500 \text{ mm}$$

Calcul de la vitesse à plain section :

$$V_{ps} = \frac{(75 * \sqrt{0.0012} * 2.5^{2/3})}{4^{2/3}}$$

$$V_{ps} = 1.9 \text{ m/s}$$

Calculer le débit à plaine section :

$$Q_{ps} = 1.9 * S = 1.9 * \frac{3.14 * 2.5^2}{4}$$

$$Q_{ps} = 9.33 \text{ m}^3/\text{s}$$

Calcul de rapport des débits :

$$r_q = 0.77$$

A partir la table de canalisations circulaires partiellement remplies on tire :

$$r_v = 1.10, r_h = 0.66, \frac{R_H}{H} = 0.29, \frac{S}{S_{ps}} = 0.70$$

Calculer la vitesse effective :

$$V = 1.10 * 1.9$$

$$V = 2.09 \text{ m/s}$$

Vérification de la vitesse :

$$0.3 \leq 2.09 \leq 6 \text{ m/s}$$

Calculer la hauteur de remplissage :

$$H = 0.66 * 2500$$

$$H = 1650 \text{ mm}$$

La hauteur d'eau dans la conduite est inférieur au diamètre de la conduite ce qui montre que l'écoulement est à surface libre.

D'après les résultats obtenus, on opte pour le diamètre  $D = 2500 \text{ mm}$  sur le tronçon Galerie-Oued elhalib.

#### 5.2.4. Dimensionnement du tronçon Oued elhalib-SP2

On opte pour ce tronçon (Oued elhalib-SP2) un diamètre  $D = 1800 \text{ mm}$  sur une longueur de  $300\text{m}$ , les résultats de dimensionnement sont donnés dans le tableau ci-dessous.

**Tableau III-8** : calcul de tronçon Oued elhalib-SP2

D (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	V (m/s)
1.8	7.2	2.83

### 5.2.5. Dimensionnement du tronçon SP2-BE1

Les résultats de dimensionnement sont donnés dans les tableaux ci-dessous.

- **Frais d'investissement de la Conduite**

**Tableau III-9** : Frais d'investissement de la Conduite du tronçon SP2-BE1

D (mm)	Prix au m.l. (KDA)	Longueur (m)	Prix de la conduite (MDA)	Annuité (DA)	Prix de la conduite*Annuité (MDA)
1800	100	13490	1349	0.081	109.27
2000	110	13490	1483.9	0.081	120.2
2500	140	13490	1888.6	0.081	152.98
3000	165	13490	2225.85	0.081	180.29

- **Frais d'exploitation**

**Tableau III-10** : Frais d'exploitation du tronçon SP2-BE1

D (mm)	j (mCE/km) K = 0.1 (mm)	Longueur (m)	J = j*L (mCE)	H = 197.5 + J (mCE)
1800	2.589	13490	34.93	232.43
2000	1.518	13490	20.48	217.98
2500	0.5	13490	6.75	204.24
3000	0.2	13490	2.7	200.2

D (mm)	H = 197,5 + J (mCE)	Prix de l'énergie (DA/KW)	Puissance (MW)	Puissance*t (MWh)	Prix de l'énergie (MDA)
1800	232.43	4.64	19.31	140990.36	654.2
2000	217.98	4.64	18.11	132226.27	613.53
2500	204.24	4.64	16.97	123895.88	574.88
3000	200.2	4.64	16.64	121440.95	563.49

- **Coût global**

**Tableau III-11** : Coût global du tronçon SP2-BE1

D (mm)	Amortissement (MDA)	Exploitation (MDA)	Totaux (MDA)
1800	109.27	654.2	763.46
2000	120.2	613.53	733.73
2500	152.98	574.88	727.85
3000	180.29	563.49	743.78

D'après les résultats obtenus, on opte pour le diamètre  $D = 2500$  mm sur le tronçon SP2-BE1.

La vérification de la vitesse nous donne une vitesse de 1.47 m/s, c'est une vitesse acceptable.

### 5.2.6. Dimensionnement du tronçon BE1- SR2

Les résultats de dimensionnement sont donnés dans les tableaux ci-dessous.

**Tableau III-12** : calculs du tronçon BE1- SR2

H (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	L (m)	V (m/s)	J (mCE/km)	J*L (mCE)	D (m)
26.5	7.2	14442	2.53	1.83493	26.5	1.9

On passe à un diamètre commercial :

D (m)	L (m)	V (m/s)	J (mCE/km)	J*L (mCE)	Q (m <sup>3</sup> /s)
1.8	14442	2.04	1.83493	26.5	5.2
2	14442	2.48	1.83493	26.50	7.8

D'après les résultats obtenus, on opte pour le diamètre  $D = 2000$  mm sur le tronçon BE1-SR2.

Afin de se conformer au débit de projet  $Q = 7.2$  m<sup>3</sup>/s, la réduction du débit (7.8 m<sup>3</sup>/s) peut être réalisée par une perte de charge singulière (vannage).

### 5.2.7. Dimensionnement du tronçon SR2-SR3

Les résultats de dimensionnement sont donnés dans les tableaux ci-dessous.

- **Frais d'investissement de la Conduite**

**Tableau III-13 :** Frais d'investissement de la Conduite du tronçon SR2-SR3

D (mm)	Prix au m.1 (KDA)	Longueur (m)	Prix de la conduite (MDA)	Annuité (DA)	Prix de la conduite*Annuité (MDA)
1800	100	7946	794.6	0.081	64.36
2000	110	7946	874.06	0.081	70.8
2500	140	7946	1112.44	0.081	90.11
3000	165	7946	1311.1	0.081	106.2

- **Frais d'exploitation**

**Tableau III-14 :** Frais d'exploitation du tronçon SR2-SR3

D (mm)	j (mCE/km) K = 0.1 (mm)	Longueur (m)	J = j*L (mCE)	H = 198.6 + J (mCE)
1800	2.589	7946	20.57	219.17
2000	1.518	7946	12.06	210.66
2500	0.5	7946	3.97	202.57
3000	0.2	7946	1.59	200.19

D (mm)	H = 198.6 + J (mCE)	Prix de l'énergie (DA/KW)	Puissance (MW)	Puissance*t (MWh)	Prix de l'énergie (MDA)
1800	219.17	4.64	18.21	132950.78	616.89
2000	210.66	4.64	17.50	127788.48	592.94
2500	202.57	4.64	16.83	122881.64	570.17
3000	200.19	4.64	16.63	121435.62	563.46

- **Coût global**

**Tableau III-15** : Coût global du tronçon SR2-SR3

D (mm)	Amortissement (MDA)	Exploitation (MDA)	Totaux (MDA)
1800	64.36	616.89	681.21
2000	70.8	592.94	663.74
2500	90.11	570.17	660.28
3000	106.2	563.46	669.66

D'après les résultats obtenus, on opte pour le diamètre  $D = 2500$  mm sur le tronçon SR2-SR3.

La vérification de la vitesse nous donne une vitesse de 1.47 m/s, c'est une vitesse acceptable pour notre projet.

### 5.2.8. Dimensionnement du tronçon SR3-BE2

Les résultats de dimensionnement sont donnés dans les tableaux ci-dessous.

- **Frais d'investissement de la Conduite**

**Tableau III-16** : Frais d'investissement de la Conduite du tronçon SR3-BE2

D (mm)	Prix au m.l (KDA)	Longueur (m)	Prix de la conduite (MDA)	Annuité (DA)	Prix de la conduite*Annuité (MDA)
1800	100	3996	399.6	0.081	32.37
2000	110	3996	439.56	0.081	35.6
2500	140	3996	559.44	0.081	45.31
3000	165	3996	659.34	0.081	53.41

- **Frais d'exploitation**

**Tableau III-17 :** Frais d'exploitation du tronçon SR3-BE2

D (mm)	j (mCE/km) K = 0.1 (mm)	Longueur (m)	J = j*L (mCE)	H = 240 + J (mCE)
1800	2.589	3996	10.35	250.35
2000	1.518	3996	6.06	246.06
2500	0.5	3996	1.1	241.1
3000	0.2	3996	0.8	240.8

D (mm)	H = 240 + J (mCE)	Prix de l'énergie (DA/KW)	Puissance (MW)	Puissance*t (MWh)	Prix de l'énergie (MDA)
1800	250.35	4.64	20.8	151860.73	704.63
2000	246.06	4.64	20.45	149264.63	692.59
2500	241.1	4.64	20.11	146797.01	681.14
3000	240.8	4.64	20.01	146069.82	677.76

- **Coût global**

**Tableau III-18 :** Coût global du tronçon SR3-BE2

D (mm)	Amortissement (MDA)	Exploitation (MDA)	Totaux (MDA)
1800	32.37	704.63	737
2000	35.6	692.59	728
2500	45.31	681.14	726.45
3000	53.41	677.76	731.17

D'après les résultats obtenus, on opte pour le diamètre D = 2500 mm sur le tronçon SR3-BE2.

La vérification de la vitesse nous donne une vitesse de 1.47 m/s, c'est une vitesse acceptable.

### 5.2.9. Dimensionnement du tronçon BE2-Draa diss

On opte pour ce tronçon (BE2-Draa Diss) un diamètre D = 1800 mm sur une longueur de 800m, les résultats de dimensionnement sont donnés dans le tableau ci-dessous.



**Tableau III-19** : calcul du tronçon BE2-Draa Diss

D (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	V (m/s)
1.8	7.2	2.83

### 5.3. Variante 3

La variante 3 est composée même principe que la variante 2 sauf dans les tronçons par refoulement SP2 – BE1, SR2 – SR3 et SR3 – BE2 et les tronçons gravitaires BE1 – SR2, BE2 – draa diss, ou le profil du tracé change.

#### 5.3.1. Dimensionnement du tronçon SP2-BE1

Les résultats de dimensionnement sont donnés dans les tableaux ci-dessous

- **Frais d'investissement de la Conduite**

**Tableau III-20** : Frais d'investissement de la Conduite du tronçon SP2-BE1

D (mm)	Prix au m.1 (KDA)	Longueur (m)	Prix de la conduite (MDA)	Annuité (DA)	Prix de la conduite*Annuité (MDA)
1800	100	11350	1135	0.081	91.94
2000	110	11350	1248.5	0.081	101.13
2500	140	11350	1589	0.081	128.71
3000	165	11350	1872.75	0.081	151.69

- **Frais d'exploitation**

**Tableau III-21** : Frais d'exploitation du tronçon SP2-BE1

D (mm)	j (mCE/km) K = 0.1 (mm)	Longueur (m)	J = j*L (mCE)	H = 230.5 + J (mCE)
1800	2.589	11350	29.38	259.89
2000	1.518	11350	17.23	247.73
2500	0.5	11350	5.68	236.18
3000	0.2	11350	2.27	232.77

D (mm)	H = 230.5 + J (mCE)	Prix de l'énergie (DA/KW)	Puissance (MW)	Puissance*t (MWh)	Prix de l'énergie (MDA)
1800	259.89	4.64	21.6	157647.43	731.48
2000	24.73	4.64	20.58	150273.64	797.27
2500	236.18	4.64	19.63	143264.76	664.75
3000	232.77	4.64	19.34	141199.27	655.16

- **Coût global**

**Tableau III-22** : Coût global du tronçon SP2-BE1

D (mm)	Amortissement (MDA)	Exploitation (MDA)	Totaux (MDA)
1800	91.94	731.48	823.42
2000	101.13	797.27	798.4
2500	128.71	664.75	793.46
3000	151.69	655.16	806.86

D'après les résultats obtenus, on opte pour le diamètre D = 2500 mm sur le tronçon SP2-BE1.

La vérification de la vitesse nous donne une vitesse de 1.47 m/s, c'est une vitesse acceptable.

### 5.3.2. Dimensionnement du tronçon BE1-SR2

Les résultats de dimensionnement sont donnés dans les tableaux ci-dessous.

**Tableau III-23** : calcul de du tronçon BE1- SR2

H (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	L (m)	V (m/s)	J (mCE/km)	J*L (mCE)	D (m)
30.5	7.2	15400	2.61	1.98052	30.5	1.87

On passe à un diamètre commercial :

D (m)	L (m)	V (m/s)	J (m/km)	J*L (mCE)	Q (m <sup>3</sup> /s)
1.8	15400	2.54	1.98052	30.5	6.46
2	15400	2.72	1.98052	30.5	8.54

D'après les résultats obtenus, par le tableau ci-dessus on opte pour le diamètre D = 2000 mm sur le tronçon BE1- SR2.

Afin de se conformer au débit de projet  $Q = 7.2 \text{ m}^3/\text{s}$ , la réduction du débit ( $8.54 \text{ m}^3/\text{s}$ ) peut être réalisée par une perte de charge singulière (vannage).

### 5.3.3. Dimensionnement du tronçon SR2-SR3

Les résultats de dimensionnement sont donnés dans les tableaux ci-dessous.

- **Frais d'investissement de la Conduite**

**Tableau III-24 :** Frais d'investissement de la Conduite du tronçon SR2-SR3

D (mm)	Prix au m.1 (KDA)	Longueur (m)	Prix de la conduite (MDA)	Annuité (DA)	Prix de la conduite*Annuité (MDA)
1800	100	6650	665	0.081	53.87
2000	110	6650	731.5	0.081	59.25
2500	140	6650	931	0.081	75.41
3000	165	6650	1097.25	0.081	88.88

- **Frais d'exploitation**

**Tableau III-25 :** Frais d'exploitation du tronçon SR2-SR3

D (mm)	j (mCE/km) K = 0.1 (mm)	Longueur (m)	J = j*L (mCE)	H = 215 + J (mCE)
1800	2.589	6650	17.22	232.22
2000	1.518	6650	10.1	225.1
2500	0.5	6650	3.32	218.32
3000	0.2	6650	1.33	216.33

D (mm)	H = 215 + J (mCE)	prix de l'énergie (DA/KW)	Puissance (MW)	puissance*t (MWh)	prix de l'énergie (MDA)
1800	232.22	4.64	19.3	140863.73	653.61
2000	22.1	4.64	18.70	136543.4	633.56
2500	218.32	4.64	18.14	132436.87	614.51
3000	216.33	4.64	17.98	131226.69	608.89

- **Coût global**

**Tableau III-26** : Coût global du tronçon SR2-SR3

D (mm)	Amortissement (MDA)	Exploitation (MDA)	Totaux (MDA)
1800	53865000	653.61	707.47
2000	59251500	633.56	692.81
2500	75411000	614.51	689.92
3000	88877250	608.89	697.77

D'après les résultats obtenus, on opte pour le diamètre  $D = 2500$  mm sur le tronçon SR2-SR3.

La vérification de la vitesse nous donne une vitesse de 1.47 m/s, c'est une vitesse acceptable.

### 5.3.4. Dimensionnement du tronçon SR3-BE2

Les résultats de dimensionnement sont donnés dans les tableaux ci-dessous.

- **Frais d'investissement de la Conduite**

**Tableau III-27** : Frais d'investissement de la Conduite du tronçon SR3-BE2

D (mm)	Prix au m.l (KDA)	Longueur (m)	Prix de la conduite (MDA)	Annuité (DA)	Prix de la conduite*Annuité (MDA)
1800	100	3720	372	0.081	30.13
2000	110	3720	409.2	0.081	33.15
2500	140	3720	520.8	0.081	42.18
3000	165	3720	613.8	0.081	49.72

- **Frais d'exploitation**

**Tableau III-28** : Frais d'exploitation du tronçon SR3-BE2

D (mm)	j (mCE/km) K = 0.1 (mm)	Longueur (m)	J = j*L (mCE)	H = 205 + J (mCE)
1800	2.589	3720	9.63	214.63
2000	1.518	3720	5.65	210.65
2500	0.5	3720	1.86	206.86
3000	0.2	3720	0.74	205.74

D (mm)	H = 205 + J (mCE)	prix de l'énergie (DA/KW)	Puissance (MW)	puissance*t (MWh)	prix de l'énergie (MDA)
1800	214.63	4.64	17.84	130196.12	604.11
2000	210.65	4.64	17.5	127779.34	592.9
2500	206.86	4.64	17.19	125482.15	582.24
3000	205.74	4.64	17.1	124805.18	579.1

- **Coût global**

**Tableau III-29** : Coût global du tronçon SR3-BE2

D (mm)	Amortissement (MDA)	Exploitation (MDA)	Totaux (MDA)
1800	30.13	604.11	634.24
2000	33.15	592.9	626.04
2500	42.18	582.24	624.42
3000	49.72	579.1	628.81

D'après les résultats obtenus, on opte pour le diamètre D = 2500 mm sur le tronçon SR3-BE2.

La vérification de la vitesse nous donne une vitesse de 1.47 m/s, c'est une vitesse acceptable.

## 6. Comparaison technico-économique

Les variantes 2 et 3 est composées des tronçons communs par refoulement SP1– SR1, SR1 à l'entrée de la galerie et des tronçons gravitaire à partir de la galerie vers le bassin tampon, bassin tampon – SP2 et BE2 – draa diss.

La comparaison technico-économique basée sur les tronçons ou le changement du tracé, c'est-à-dire sur les tronçons SP2 – BE1, BE1 – SR2, SR2 – SR3 et SR3 – BE2 où le profil du tracé change.

### Comparaison entre les variantes

Les résultats de comparaison sont donnés dans le tableau III-30.

**Tableau III-30** : Comparaison économique entre les variantes 2 et 3 en MDA

	Coût global estimé (MDA)	
	Variante 2	Variante 3
SP2 – BE1	727.85	793.46
SR2 – SR3	660.28	689.92
SR3 – BE2	726.45	624.42
Total	2114.58	2107.8

La comparaison entre les deux variantes donne l'avantage à la variante 3 avec 6.78 millions de dinars (MDA). Donc la comparaison technico-économique aux conditions économiques actuelles, nous fixe la variante 3 comme étant le tracé le plus adapté.

### Conclusion

En conclusion de notre dimensionnement nous avons adopté des conduites de type acier soudés longitudinalement ou hélicoïdalement par pression ou par fusion de 14 mm d'épaisseur avec des pressions maximales de services (PMS) entre 20 et 40 bars pour les tronçons de refoulement et les tronçons gravitaire en charge.

L'étude techno-économique de l'adduction de notre système du transfert nous a permis de récapituler comme suit :

L'adduction sera composée d'une quatre (04) partie gravitaire d'une longueur totale de 29.327 km d'un diamètre varie de 1800mm à 2500, et d'une cinq partie de refoulement de 26.962 km de longueur d'un diamètre varie de 2000 à 2500 mm avec cinq (05) stations de pompage trois sur cinq station constituer les station de reprise qui refoulent un débit maximum de  $7.2 \text{ m}^3/\text{s}$ , et d'une hauteur maximale de 274.5m.

Le dimensionnement de bassins tampon et d'équilibres dépend de l'étude de régularisation, d'asservissement et de commande des stations de pompage non traitée lors de ce projet.

**Chapitre IV****Station de pompage**

Le choix du système de pompage doit être fait en prenant en compte non seulement les contraintes techniques (type de pompe, énergie, hauteur de refoulement, débit, turbidité de l'eau), mais aussi les contraintes liées au contexte socio-économique (système de pompage accepté, disponibilité des pièces détachées, facilité de maintenance des pompes).

L'objectif principal de ce chapitre est d'étude du choix de la pompe idéale adaptée à l'usage de notre projet et qui nous permet d'assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale nécessaire au niveau des stations de pompage et des bassins d'équilibre projetées le long du transfert.

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

L'emplacement ou bien le site de la station de pompage doit être déterminée à partir du calcul technico-économique. Il tiendra compte des conditions locales et des conditions de l'exploitation. Il dépend aussi du relief, de l'accès à l'alimentation en énergie électrique et de l'environnement.

L'exploitation de la station de pompage tient compte aussi de la condition de la prise d'eau, de la fluctuation du niveau d'eau dans le réservoir et des conditions hydrogéologiques et géologiques.

**2. Type de pompes**

Les pompes véhiculant des liquides se divisent en deux catégories principales:

- **Les pompes centrifuges** : le mouvement du liquide résulte de l'accroissement d'énergie qui lui est communiqué par la variation du moment cinétique du fluide.
- **Les pompes volumétriques** : l'écoulement résulte du déplacement d'une capacité ou volume occupée par le liquide.

**3. Choix des pompes**

Le choix d'une pompe, en vue d'une application donnée, est un problème pratique important, tant du point de vue de l'utilisateur que de celui du constructeur

La définition d'un problème de pompage implique de connaître au moins :

- ❖ la nature du liquide pompé.
- ❖ le débit ou le volume véhiculé, ainsi que la zone de débit dans laquelle la pompe devra opérer.
- ❖ la Hauteur à fournir par la pompe.
- ❖ la caractéristique du circuit résistant : celle-ci permet d'étudier les conditions de démarrage, les problèmes de stabilités statique et, éventuellement, dynamique ; il est

également nécessaire d'indiquer si plusieurs pompes doivent fonctionner en parallèle ou en série et de préciser le mode d'exploitation.

- ❖ Les Moyens utilisés pour assurer un réglage du débit lorsque la pompe doit assurer un débit variable.
- ❖ La charge à l'aspiration de la pompe, qui sera généralement chiffrée par le (NPSH) disponible.
- ❖ Les informations sur les moyens d'entraînement ou sur la vitesse de rotation si celle-ci est imposée; des informations sur la fréquence du réseau si la vitesse n'est pas imposée et si l'entraînement est électrique.
- ❖ Les informations qualitatives dont l'importance peut être grandes : par exemple, si le fonctionnement est continu ou intermittent, si l'on souhaite une valeur élevée du rendement de la pompe

Pour notre projet, nous avons adopté les pompes Allemandes de type pompe centrifuge, de marque KSB. Ces appareils de conception simple, souples dans leur emploi, d'entretien réduit et d'un prix modéré, bénéficient d'une audience très favorable et sont extrêmement répandus : elles constituent des groupes légers.

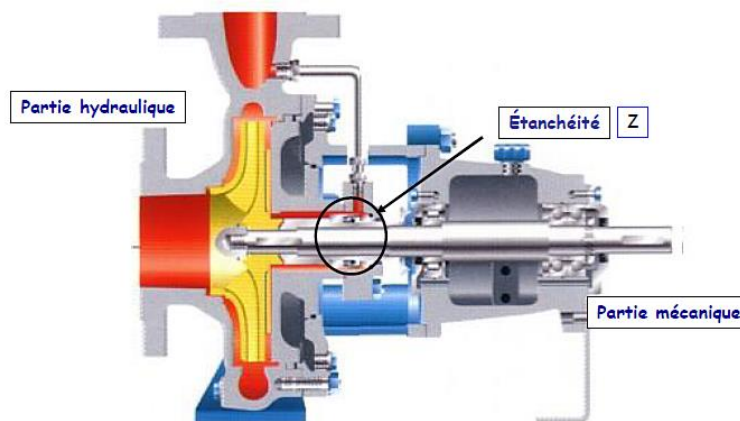
## 4. Les pompes centrifuges

### 4.1. Principe de fonctionnement

Une pompe centrifuge est construite pour répondre à des conditions précises de fonctionnement : un débit  $Q$  à élever à une hauteur  $H$  dans les meilleures conditions. [DUP]

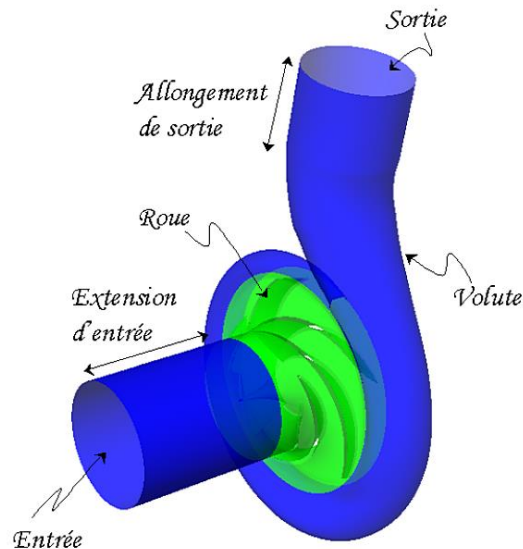
D'une façon générale une pompe comporte :

- **Une Roue (appelée aussi Turbine ou Impulseur)** : C'est l'élément mobile de la pompe qui communique au liquide une partie de l'énergie transmise à l'arbre par l'intermédiaire de ses aubes (ou ailettes).
- **Le corps de pompe** : Constitue l'élément fixe de la pompe et destiné à recueillir le liquide qui sort de la roue et le diriger vers l'orifice de refoulement.



**Figure IV-1** : Pompe centrifuge monocellulaire





**Figure IV-2 :** Eléments constitutifs de la partie hydraulique d'une pompe

## 4.2. Classification des pompes roto-dynamiques

Une classification très répandue des pompes, directement liée à la forme générale du rotor, est introduite à partir de la définition du diamètre spécifique (équation IV-1) et de la vitesse angulaire spécifique (équation IV-2), deux nombres adimensionnels issus de la similitude des turbomachines :

$$D_s = \frac{D(gH_n)^{1/4}}{\sqrt{Q_n}} \quad (\text{IV-1})$$

$$N_s = \Omega \frac{\sqrt{Q_n}}{(gH_n)^{3/4}} \quad (\text{IV-2})$$

On définit aussi la vitesse spécifique  $N_{sQ}$ , nombre pratique ayant une valeur d'usage :

$$N_{sQ} = N \frac{\sqrt{Q_n}}{(H_n)^{3/4}} \quad (\text{IV-3})$$

$H_n$  : Hauteur d'élévation nominale[m]

$Q_n$  : Débit nominal[m]

$D_s$  : Diamètre spécifique[mm]

$N_s$  : Vitesse spécifique adimensionnelle

$N_{sQ}$ : Vitesse spécifique dimensionnelle

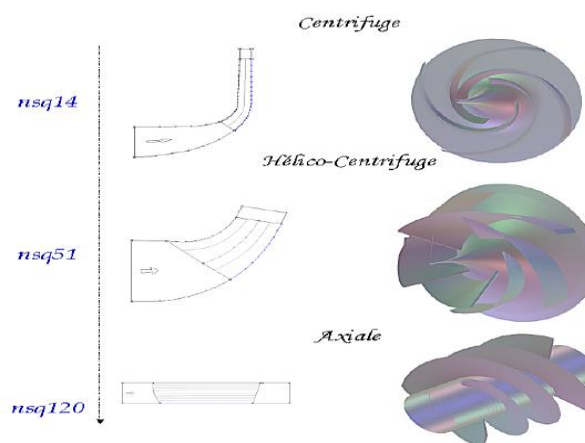
$\Omega$ : Vitesse angulaire de la machine [rad/s]

$N$ : Vitesse de rotation [tr/min]

La figure IV-3 montre la relation entre la vitesse spécifique et la forme de la roue. Ainsi, trois groupes de géométries sont établis en fonction de la morphologie de l'écoulement. Ces groupes sont :

- ❖ pompes centrifuges ou radiales.
- ❖ pompes hélico-centrifuges ou mixtes.
- ❖ pompes axiales.

On remarque que la vitesse spécifique est proportionnelle au débit et inversement proportionnelle à la hauteur. D'une façon générale, les machines centrifuges seront caractérisées par de faibles vitesses spécifiques, tandis que les machines axiales seront associées à de grandes valeurs du nombre  $N_{SQ}$ .



**Figure IV-3:** Classification des pompes en fonction de la vitesse spécifique.

## 5. Equations dans le repère relatif. Repère d'étude des turbomachines

En présence d'aubages animés d'un mouvement de rotation, la composition vectorielle des vitesses à l'intérieur d'une machine tournante est la suivante :

$$\vec{C} = \vec{W} + \vec{U} \quad (\text{IV-4})$$

La vitesse absolue,  $\vec{C}$ , correspond à la vitesse d'une particule de fluide mesurée dans le repère fixe. La vitesse d'entraînement,  $\vec{U}$ , correspondant à la mise en mouvement du rotor, est exprimée par :

$$\vec{U} = \vec{\Omega} * \vec{r} \quad (\text{IV-5})$$

En considérant l'écoulement dans l'espace inter-aubages d'une grille d'aubes tridimensionnelle, on peut faire apparaître, dans un repère cylindrique, les composantes de la vitesse absolue  $\vec{C}$ , relative  $\vec{W}$  et d'entraînement  $\vec{U}$ .

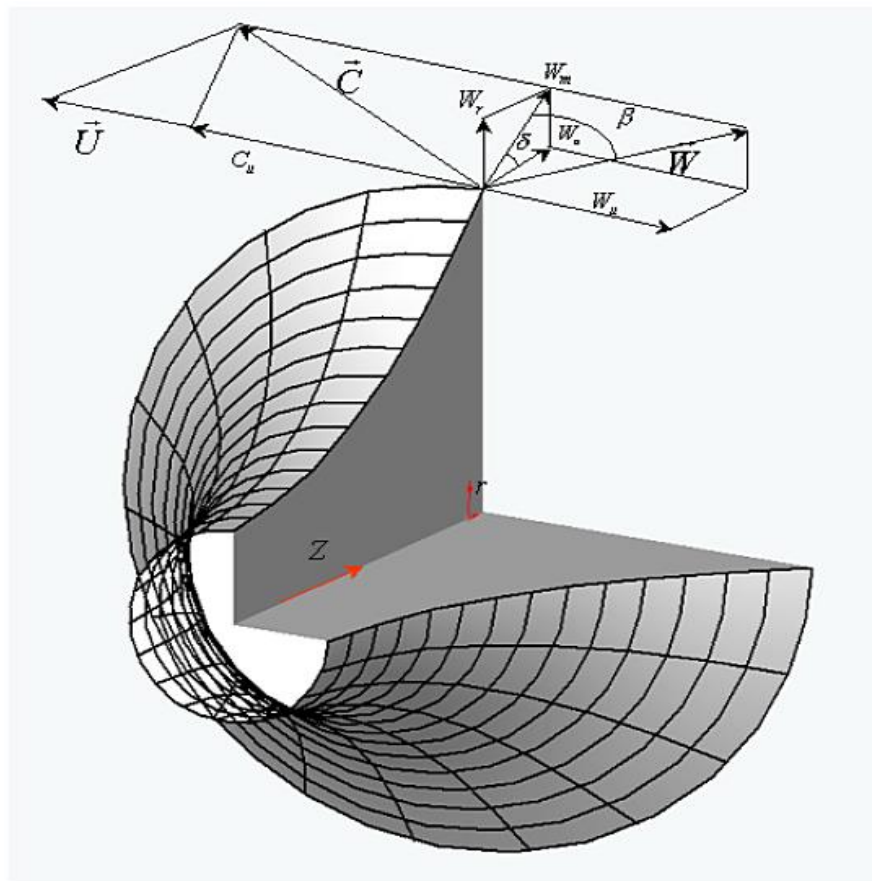


Figure IV-4 : Ecoulement dans une grille tridimensionnelle

La figure IV-5 définit la vue méridienne et la vue de face de la grille d'aubes retenue, sur laquelle on détaille les différentes composantes de la vitesse absolue  $\vec{C}$ .

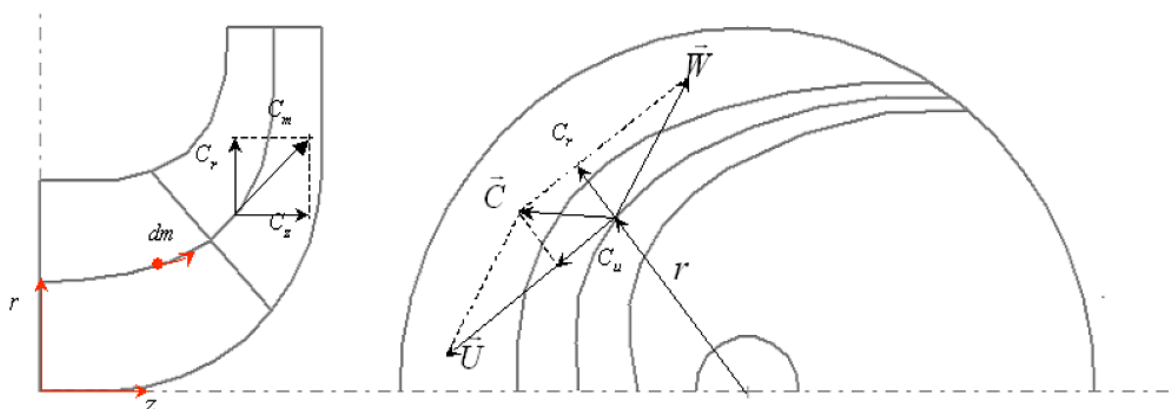


Figure IV-5 : Triangles de vitesses. Vue méridienne et vue de face.

Des figures IV-4 et IV-5, on déduit la liaison entre les composantes des différentes vitesses :

$$C_r = W_r \quad (\text{IV-6})$$

$$C_u = W_u + \vec{\omega} * \vec{r} \quad (\text{IV-7})$$

$$C_z = W_z \quad (\text{IV-8})$$

Dans le cadre de l'écoulement isentropique défini comme l'écoulement d'un fluide parfait sans échange de chaleur, l'enthalpie  $h$  du fluide s'écrit :

$$h = \int \frac{dp}{\rho} \quad (\text{IV-9})$$

Et l'enthalpie d'arrêt ou enthalpie totale  $H$  :

$$H = \int \frac{dp}{\rho} + \frac{C^2}{2} \quad (\text{IV-10})$$

D'après l'équation de l'enthalpie, la variation de l'enthalpie totale pour une machine de compression entre l'entrée 1 et la sortie 2 est :

$$\Delta H = \int_1^2 \frac{dp}{\rho} + \frac{C_2^2 - C_1^2}{2} \quad (\text{IV-11})$$

On démontre, à partir des triangles de vitesses, qu'elle s'écrit aussi :

$$\Delta H = U_2 C_{u2} - U_1 C_{u1} \quad (\text{IV-12})$$

La hauteur théorique totale d'élévation s'écrit :

$$H_{th} = \frac{U_2 C_{u2} - U_1 C_{u1}}{g} \quad (\text{IV-13})$$

## 5.1. Définitions générales

Lors de l'étude d'une pompe, les caractéristiques globales les plus importantes sont la hauteur, le débit et le rendement. En négligeant les pertes, la hauteur peut être exprimée à partir de l'équation de Bernoulli, écrite sur une ligne de courant moyenne de l'entrée 1 à la sortie 2 :

$$H = \left( \frac{p}{\rho g} + \frac{C^2}{2g} + Z \right)_2 - \left( \frac{p}{\rho g} + \frac{C^2}{2g} + Z \right)_1 \quad (\text{IV-14})$$

La puissance reçue par le fluide est définie comme la puissance hydraulique et elle est calculée par :

$$\mathcal{P}_h = \rho g q_v H \quad (\text{IV-15})$$

On détermine le rendement global  $\eta$  de la machine comme le rapport entre l'énergie apportée au fluide et la puissance mécanique absorbée :

$$\eta = \frac{\rho g q_v H}{\mathcal{P}_a} \quad (\text{IV-16})$$

Où  $\mathcal{P}_a$  est la puissance mécanique absorbée.

Le rendement hydraulique  $\eta_h$  définit le rapport entre la hauteur réelle fournie par la machine et la hauteur théorique donnée par l'équation IV-13. Il tient compte des pertes par frottement :

$$\eta_h = \frac{H}{H_{th}} \quad (\text{IV-17})$$

Le rendement volumétrique  $\eta_v$  caractérise le débit de fuite interne entre la sortie et l'entrée par suite des jeux de fonctionnement :

$$\eta_v = \frac{q_v}{q_v + q_{vf}} \quad (\text{IV-18})$$

Avec  $q_{vf}$  représentant le débit total de fuite.

Enfin, les pertes mécaniques sont prises en compte par le calcul du rendement mécanique  $\eta_m$ . Elles sont associées aux pertes par frottement de toutes les composantes mécaniques : arbre, paliers, systèmes d'étanchéité, frottement de disques, etc.

$$\eta_m = \frac{\mathcal{P}_u}{\mathcal{P}_a} \quad (\text{IV-19})$$

D'après ces trois définitions, le rendement global de la machine peut être exprimé par leur produit :

$$\eta = \eta_h \eta_v \eta_m \quad (\text{IV-20})$$

## 6. Couplage de pompes

Le couplage de plusieurs pompes est généralement réalisé dans l'un des deux cas suivants :

- ❖ les caractéristiques d'une installation de pompage sont modifiées (allongement d'une tuyauterie, extension d'une fabrication, . . .).
- ❖ les caractéristiques des différentes pompes mises sur le marché ne donnent pas satisfaction.

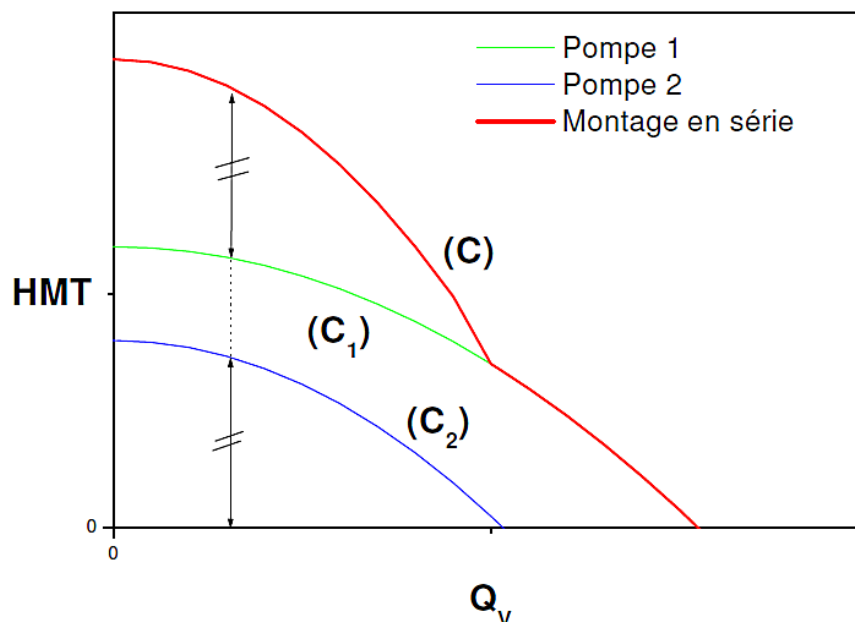
Le couplage peut s'effectuer de deux manières :

### 6.1. Couplage en série

Dans ce cas, le refoulement d'une pompe arrive à l'ouïe d'aspiration de la pompe suivante, et pour un débit donné, la hauteur d'élévation totale est égale à la somme des hauteurs d'élévation de chaque groupe :

$$\text{HMT} = \text{HMT}_1 + \text{HMT}_2 \quad (\text{IV-21})$$

Pratiquement donc, ce couplage sera utilisé pour refouler un débit sensiblement constant et la somme des hauteurs. Cette construction est illustrée par la figure IV-6.



**Figure IV-6 :** Courbe caractéristique équivalente à deux pompes montées en série.

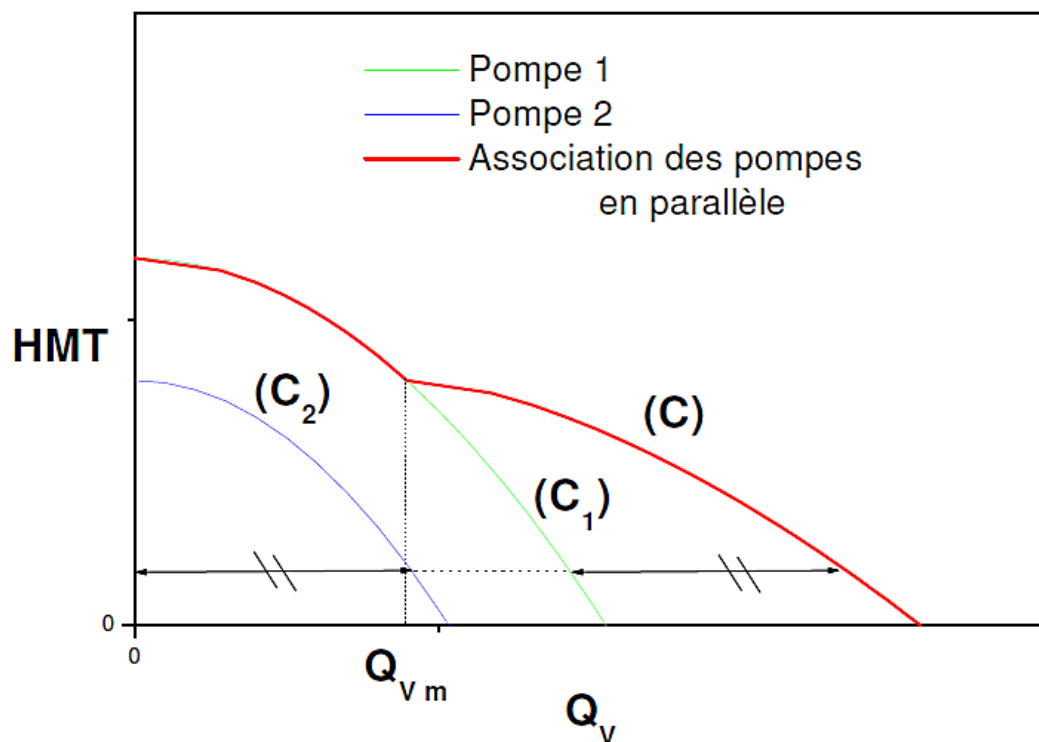
Ces deux pompes sont équivalentes à une seule pompe dont la courbe caractéristique (C) est obtenue en ajoutant, pour chaque débit  $Q_v$ , les HMT des deux pompes dont les courbes caractéristiques sont ( $C_1$ ) et ( $C_2$ ).

## 6.2. Couplage en parallèle

Dans ce cas, chaque refoulement individuel aboutit sur un collecteur général commun et, pour une hauteur d'élévation donnée, le débit de l'ensemble est égal à la somme des débits de chaque groupe.

$$Q_V = Q_{V1} + Q_{V2} \quad (\text{IV-22})$$

Ce couplage sera utilisé pour refouler la somme des débits à une hauteur constante.



**Figure IV-7 :** Courbe caractéristique équivalente à deux pompes montées en parallèle

Ces deux pompes sont équivalentes à une seule pompe dont la caractéristique (C) s'obtient graphiquement à partir des caractéristiques (C<sub>1</sub>) et (C<sub>2</sub>) des pompes 1 et 2 en ajoutant, pour chaque valeur de HMT les débits correspondants.

## 6.3. La courbe caractéristique de la conduite reliée à la pompe

La courbe caractéristique de la conduite reliée à la pompe est calculer par les pertes de charge engendrées pour différents débits possibles et, la hauteur géométrique, donc la charge totale résultante ou la hauteur manométrique total est calculer à partir de la formule suivant :

$$H_c = H_g + RQ^2 \quad (\text{IV-23})$$

$H_g$  : Hauteur géométrique (m);

$Q$  : débit refoulé par la pompe ( $m^3/s$ );

$R$  : la résistance total de la conduite d'adduction;

Les pertes de charge singulière sont de 20 % des pertes de charge linéaire.

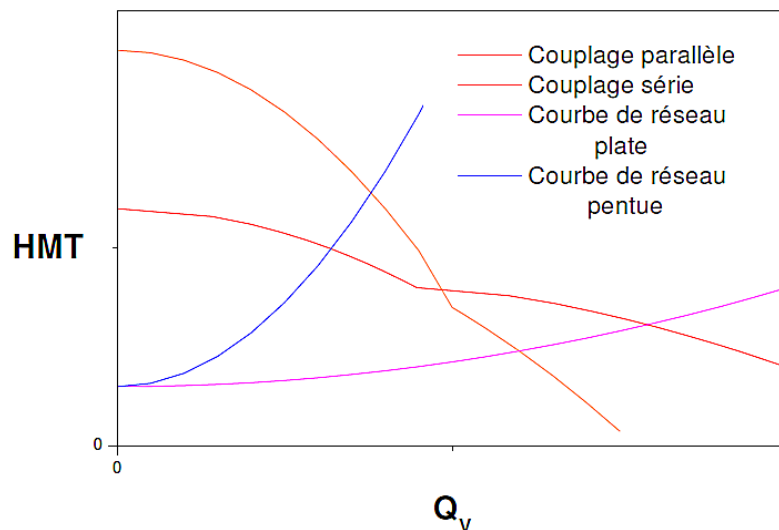
$$R = 1.2 \frac{8\lambda L}{g\pi^2 D^5} \quad (\text{IV-24})$$

#### 6.4. Point de fonctionnement d'une pompe en service

Pour connaître le point de fonctionnement d'un réseau dans lequel des pompes ont été couplé en série ou en parallèle, il suffit de rechercher l'intersection entre la courbe de réseau et la courbe de pompe équivalente aux pompes couplées.

En règle générale, pour augmenter le débit, on a intérêt à monter les deux pompes.

- ❖ en parallèle si le réseau est peu résistant.
- ❖ en série si le réseau est très résistant.



**Figure IV-8** : Point de fonctionnement pour des couplages de pompe en série et en parallèle

### 7. Phénomène de cavitation

La cavitation est un phénomène très bruyant engendré par la formation de poches d'air dans la zone de faibles pressions à l'entrée de la roue d'une pompe. Les bulles d'air sont repressurisées par les aubes et implosent brusquement près des parois causant une chute de la hauteur manométrique.

Les conséquences de la cavitation sont :



- ❖ érosion du matériau pouvant aller jusqu'au perçage des aubes de turbine, des pompes centrifuges, ...
- ❖ augmentation du bruit et des vibrations générés par la pompe
- ❖ chute des performances des pompes avec diminution importante de la hauteur manométrique totale, du débit et du rendement.

### 7.1. Utilité du NPSH

Le NPSH (Net Positive Suction Head) que l'on peut traduire par charge nette d'aspiration, [Dup]

On conçoit qu'il faille respecter une hauteur minimum d'eau au-dessus de la pompe, cette hauteur est le NPSH requis pour le bon fonctionnement de l'installation, il est indiqué par le fabricant de la pompe en considérant que le liquide est à sa température d'ébullition.

Pour être sûr d'éviter le phénomène présenté précédemment (cavitation) il faut conserver une hauteur supérieure au NPSH<sub>requis</sub>, c'est le NPSH<sub>disponible</sub>. Il dépend de l'installation et il faut donc le calculer.

La relation de BERNOULLI appliquée entre le plan d'aspiration ( $z_0, p_0$ ) et l'entrée de la pompe ( $z_1, p_1$ ) donne, et si  $J_a$  est la perte de charge à l'aspiration :

$$z_0 + \frac{p_0}{\rho g} = \left( z_1 + \frac{p_1}{\rho g} \right) + J_a \quad (\text{IV-25})$$

Ou :

$$\frac{p_1}{\rho g} = \frac{p_0}{\rho g} + (z_0 - z_1) - J_a \quad (\text{IV-26})$$

D'après la définition donnée ci-dessus (cavitation), on a :

$$\text{NPSH}_d = \frac{p_1}{\rho g} - \frac{p_v}{\rho g} = \frac{p_0}{\rho g} + (z_0 - z_1) - J_a - \frac{p_v}{\rho g} \quad (\text{IV-27})$$

$$H_a = (z_0 - z_1) \quad (\text{IV-27})$$

$\text{NPSH}_d$ : Charge nette d'aspiration disponible (m)

$\frac{p_v}{\rho g}$  : La tension de vapeur (mCE).

$H_a$  : La hauteur d'aspiration (m).

Le tableau IV-1 donne la variation de la tension de vapeur en fonction de la température.

**Tableau IV-1** : Variation de la tension de vapeur de l'eau en fonction de la température

T (°C)	5	10	20	30	40	50	80	100
$P_v$ (mCE)	0.09	0.12	0.24	0.43	0.75	1.25	4.82	10.33

Pour une aspiration en dépression sous la hauteur  $H_a$  est négatif et l'on a :

$$NPSH_d = \frac{p_0}{\rho g} - (H_a + J_a + \frac{p_v}{\rho g}) \tag{IV-28}$$

$$NPSH_r = \frac{p_1'}{\rho g} - \frac{p_v}{\rho g} = kQ^2 \tag{IV-29}$$

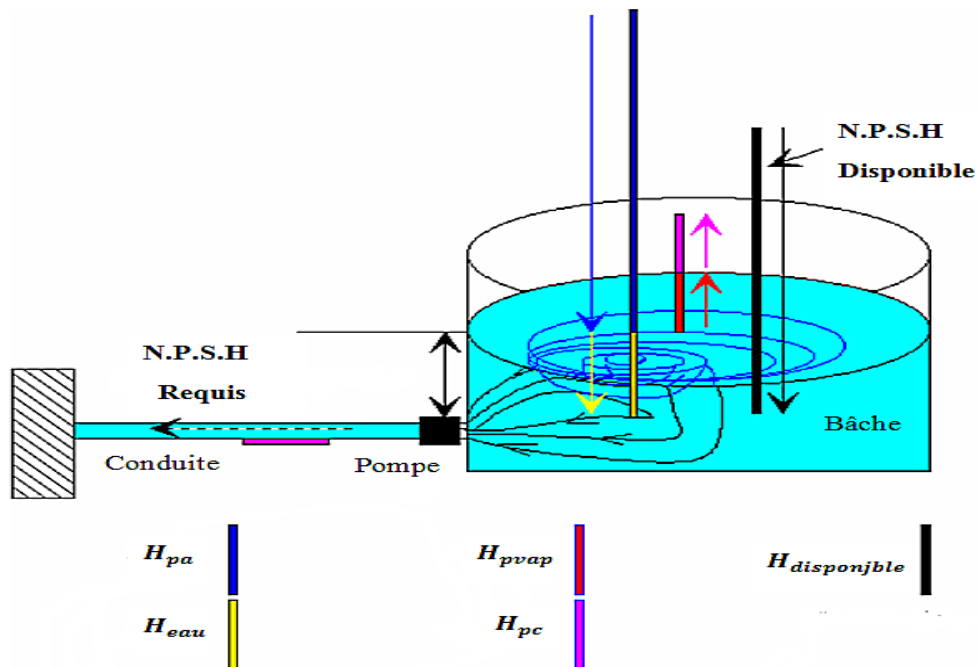
$NPSH_r$  : Charge nette d'aspiration requis (m).

Pour la condition de non cavitation :

$$\frac{p_0}{\rho g} > \frac{p_1'}{\rho g} + (H_a + J_a) \tag{IV-30}$$

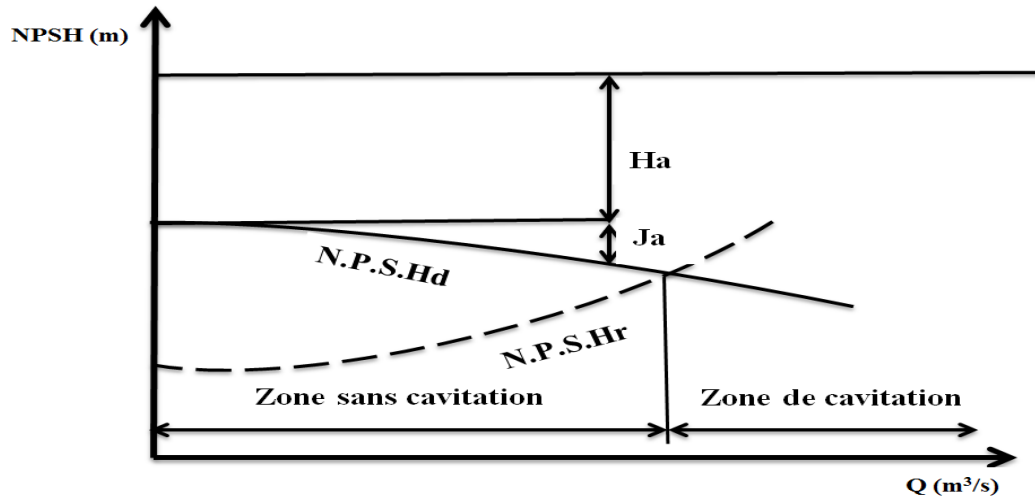
ou :  $NPSH_d > NPSH_r$

On représente ces différentes hauteurs sur la figure IV-9.



**Figure IV-9** : notion de NPSH

On peut tracer sur le même graphe les courbes des NPSH en fonction de débit pour une installation donnée, et dans les hypothèses ci-dessus d'altitude des lieux et de température de l'eau pompée. C'est ainsi que l'on a les courbes données par la figure IV-10.



**Figure IV-10** : Courbes de NPSH en fonction du débit pour une installation donnée

On montre par ailleurs, que, quelle que soit la vitesse de rotation de la pompe ou pour des pompes de même  $N_s$ , il existe un rapport constant entre le  $NPSH_r$  et la hauteur d'élévation  $H$ . Ce rapport :  $\frac{NPSH_r}{H}$  s'appelle constante de cavitation  $\sigma$  ou constante de THOMA ( $\sigma = 1,21n_s^{4/3}10^{-3}H$  : Pour une pompe à une entrée).

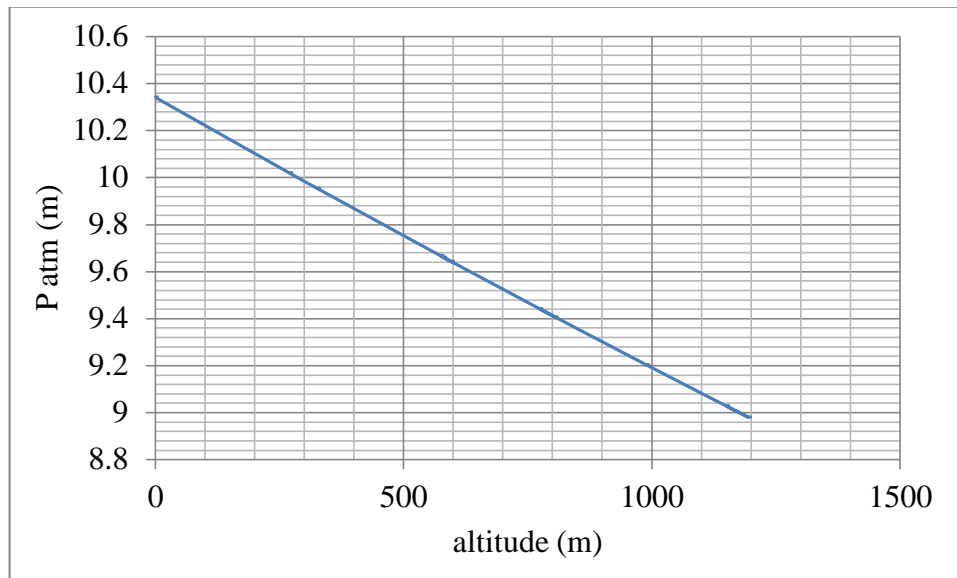
Donc :

$$\frac{P_0}{\rho g} - (H_a + J_a + \frac{P_v}{\rho g}) > 1,21n_s^{4/3}10^{-3}H \quad (IV-31)$$

## 7.2. Variation de la pression atmosphérique en fonction de l'altitude

En prenant le niveau de la mer comme altitude de référence  $z_0$ , et en prenant pour l'atmosphère un état moyen défini par l'atmosphère normalisée, on obtient la formule internationale du nivellement barométrique donnant la pression atmosphérique  $p(z)$  exprimée en hectopascals à l'altitude  $z$  exprimée en m.

$$P(z) = 1013.25 \left(1 - \frac{0.0065 * z}{293.15}\right)^{5.255} \quad (IV-32)$$



**Figure IV-11** : Variation de la pression atmosphérique en fonction de l'altitude

### 7.3. Modes de prévention de la cavitation [TRO]

Les moyens de prévenir la cavitation se divisent en trois groupes :

- Moyens constructifs,
- Indications d'installation et de fonctionnement,
- Utilisation de matériaux appropriés.

#### 7.3.1. Moyens constructifs

Parmi les moyens constructifs les plus fréquemment employés, il faut citer :

- L'application d'une pompe avec roue à deux ouïes, de façon à réduire le débit de chacune des deux parties de la roue ;
- Le recours à la pré-rotation de liquide dans le même sens que la rotation de la roue, ce qui diminue le danger de cavitation et augmente l'aptitude d'aspiration ;
- L'emploi de roues avec ouïes de largeur accrue et courbure progressive du flasque avant ;
- L'application d'une roue sur-presseuse avant l'ouïe de la roue de la pompe centrifuge.

#### 7.3.2. Indication d'installation et de fonctionnement

Les indications suivantes sont à noter :

- Installer la pompe de manière à ce que la hauteur géodésique d'aspiration soit la plus faible possible ;
- Assurer une charge à l'aspiration convenable dans les pompes à liquide surchauffés.

### 7.3.3. Matériaux résistant à la cavitation

Plusieurs facteurs exercent une influence sur la résistance des matériaux à l'action destructrice de la cavitation :

- Composition chimique,
- Dureté,
- Mode fabrication (moulage, laminage, forgeage),
- Traitement thermique,
- Traitement mécanique,
- Fini de surface.

Les métaux exposés à la cavitation se comportent de la même manière que dans le cas de la corrosion. En particulier, les surfaces lisses résistent mieux que les rugueuses. Tous les défauts de surface accélèrent la destruction du matériau. Le durcissement superficiel augmente la résistance à la cavitation.

Les éléments de machines hydrauliques particulièrement exposés à l'action destructrice de la cavitation seront de préférence exécutés en matériaux tels que les bronzes, l'acier inoxydable avec addition de chrome et de nickel ou l'acier de moulage inoxydable avec les mêmes additions.

## 8. Choix du nombre de pompes

Pour assurer le débit maximum  $Q_{\max}$  requis, les cas les plus fréquemment rencontrés sont :

❖ Un ensemble de pompes identiques :

- 1 pompe (débit unitaire 100%  $Q_{\max}$  ).
- 2 pompes (débit unitaire 50%  $Q_{\max}$  ).
- 3 pompes (débit unitaire 33%  $Q_{\max}$  ).
- 4 pompes (débit unitaire 25%  $Q_{\max}$  ).
- 5 pompes (débit unitaire 20%  $Q_{\max}$  ).

❖ Deux ensembles de pompes avec les caractéristiques (H, Q) différentes.

Si la sûreté du service le nécessite, on peut ou non installer une pompe en secours pour pallier les défaillances et les arrêts pour maintenance des groupes. [AGH].

Notre station de pompage est dimensionnée à partir d'un débit maximal de  $7.2 \text{ m}^3/\text{s}$ , donc le choix du nombre de pompes prend en compte la nécessité d'assurer le débit requis dans le temps, en minimisant les dépenses d'énergie.

## 9. Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données

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

### 9.1. Débit disponible supérieur à débit appelé

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

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

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

$$\eta_{ap,van}^{inst} = \eta_{av,van}^{inst} * \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v} \quad (IV-33)$$

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

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

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

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

$$h_v = H'_c - H_{app} \quad (IV-34)$$

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

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

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

$$H = \frac{H_{app}}{Q_{app}} * Q \quad (IV-35)$$

$H_{app}$  : Débit demandé ou débit appelé.

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

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

$$d = \emptyset * \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_{pf}}} \quad (IV-36)$$

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

$\emptyset$  : Diamètre extérieur de la roue avant le rognage.

$Q_{pf}$  : Débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe.

Rendement de rognage

$$R = (m - 1) * 100 \quad (IV-37)$$

$R$  : Rendement de rognage (%).

$m$  : Coefficient de rognage.

$$m = \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_{pf}}} \quad (IV-38)$$

Remarque : Si le rendement de rognage est inférieur à 15% alors le rognage est efficace.

- ❖ Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement.
- ❖ Diminution de temps de pompage : dans le cas où le pompage s'effectuerait vers un réservoir.

Le nouveau temps de fonctionnement de la station est tel que :

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} * t \quad (IV-39)$$

$t'$  : Temps prévu de fonctionnement de la station de pompage par jour (h).

$t$  : Nouveau temps de fonctionnement de la station de pompage par jour (h).

$Q_{pf}$  : Débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe ( $m^3/h$ ).

- ❖ Changement du type de la pompe : si cela est possible.

## 9.2. Débit disponible inférieur au débit appelé

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

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

En utilisant les lois de similitude, on obtient l'équation de la parabole de la courbe homologue

$$H = \frac{H_1}{Q_1^2} * Q^2 \quad (IV-40)$$

$H_1$  : Hauteur manométrique du point de fonctionnement initial (m).

$Q_1$  : Débit de point de fonctionnement initial ( $m^3/s$ ).

La nouvelle vitesse de rotation :

$$N = N_1 * \frac{Q}{Q_1} \quad (IV-41)$$

$N$  : La vitesse de rotation initial fournir par l'arbre (rpm).

$N_1$  : La nouvelle vitesse de rotation à fournir (rpm)

Et les équations de la courbe caractéristique sont :

$$H = \frac{N^2}{N_1^2} * Q_1 \quad (IV-42)$$

$$Q = \frac{n}{n_1} Q_1 \quad (IV-43)$$

❖ Changement de type de pompe.

## 10. Equipements hydrauliques d'une station de pompage

### 10.1. Groupe d'aspiration

L'aspiration de chaque groupe comportera les accessoires suivants :

- Canalisation d'aspiration,
- Coude,
- Vanne de garde,
- Joint de démontage.

### 10.2. Groupe de refoulement

Le refoulement de chaque groupe comportera les accessoires suivants :

- Canalisation de refoulement,
- Vanne de contrôle et de non-retour ou clapet anti-retour,
- Vanne de garde,
- Joint de démontage.
- by pass de démarrage : sera équipée d'un diaphragme pour créer une perte de charge équivalente à la hauteur géométrique de la canalisation de refoulement.



**Chapitre V****Calcul de la station de pompage****1. Station de pompage SP1****1.1. Situation**

Dans notre projet, la station SP1 a été implantée au droit de la confluence de deux petits oueds eux-mêmes affluents rive gauche de l'Oued Raha qui constitue la branche Est de la future retenue de Tabellout. La hauteur de refoulement variera de 276,50 NGA lorsque le plan d'eau est à sa cote minimale d'exploitation jusqu'à 324,75 NGA lorsque le plan d'eau à sa cote normale.

**1.2. Etude des variantes**

Le volume horaire a transporté est très important, on a décidé alors de mettre plusieurs variantes de pompage (couplage en parallèle) dans notre station pour avoir un débit globale égale à 7.2 m<sup>3</sup>/s afin de choisi le meilleur nombre des pompes; Les pompes des stations sont mises en charge.

**1.2.1. La variante 1 de trois (03) pompes**

Dans cette variante en utilise trois (03) pompes en parallèles pour un débit de projet  $Q = 7.2 \text{ m}^3/\text{s}$ . Cette valeur sera divisé par le nombre de pompes ce qui signifie un débit de 2.4 m<sup>3</sup>/s pour chaque pompe.

**1.2.1.1. Courbe caractéristique de la conduite**

L'équation de la courbe caractéristique de la conduite s'écrit :

$$H_c = H_g + RQ^2$$

$$H_g = 55.5 \text{ m.}$$

$$R = 1.2 * \frac{8 * \lambda * L}{g * \pi^2 * D^5}$$

$$R = 1.2 * \frac{8 * 0.011 * 140}{9.81 * (3.14)^2 * (2)^5}$$

$$R = 0.0081 \text{ m}^{-5} \text{ s}^2.$$

L'équation de la courbe caractéristique de la conduite devient :

$$H_c = 55.5 + 0.0081 * Q^2$$

**1.2.1.2. Vitesse spécifique**

Pour un débit  $Q = 2.4 \text{ m}^3/\text{s}$ , une HMT = 55.71 m, en calcule la vitesse spécifique pour une vitesse de rotation  $N = 746 \text{ rpm}$  :

$$N_{sQ} = N \frac{\sqrt{Q_n}}{(H_n)^{3/4}}$$

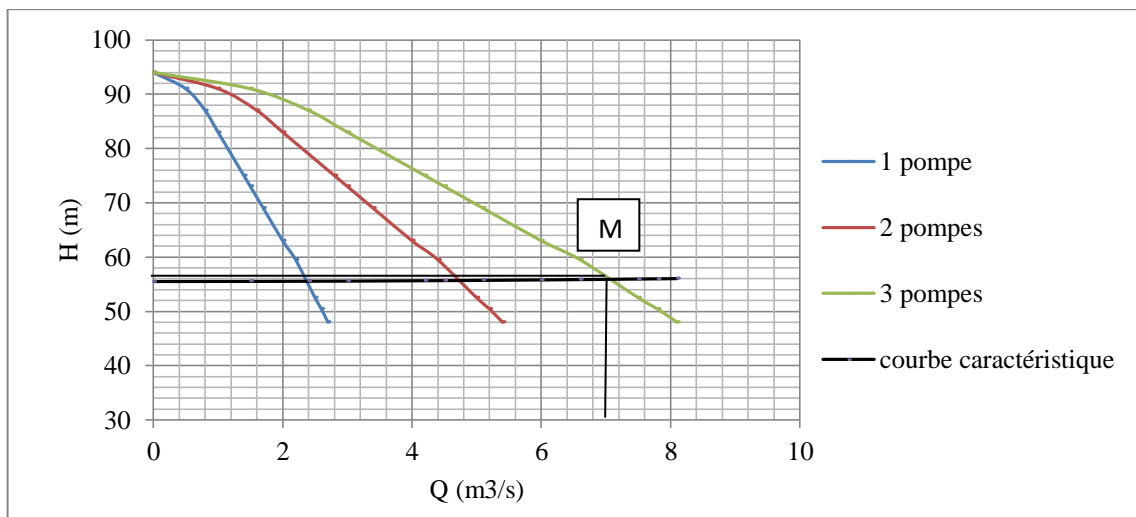
$$N_{sQ} = 746 * \frac{\sqrt{2.4}}{(55.71)^{3/4}}$$

$$N_{sQ} = 56.68 \text{ rpm.}$$

D'après la vitesse spécifique en déduit que la pompe est mixte. Par l'utilisation du logiciel KSB, les caractéristiques des pompes sont données dans [annexe 5].

**1.2.1.3. Point de fonctionnement**

Le point de fonctionnement de la station SP1 est donné dans la figure V-1.



**Figure V-1 : Point de fonctionnement de la station SP1.**

Le point de fonctionnement M de la station de pompage SP1 est de :

$$\begin{cases} H = 55.71 \text{ m} \\ Q = 7.2 \text{ m}^3/\text{s} \end{cases}$$

**1.2.1.4. Calcul de NPSH**

En calculs la hauteur d'aspiration  $H_a$  pour la condition non cavitation:

Donc :  $NPSH_d > NPSH_r$   $\longrightarrow$  Pas de cavitation

$$NPSH_d = \frac{p_0}{\rho g} - (-H_a + J_a + \frac{p_v}{\rho g}) > NPSH_r$$

$$NPSH_d = 10.02 - (-H_a + 0.1 + 0.24) > 7.56$$

$H_a > - 2.12$  m (le moins c'est un signe de sens)

$H_a > 2.12$  m

$H_a = 3$  m

En calculs  $NPSH_d$ :

$$NPSH_d = 10.02 - (-3 + 0.1 + 0.24)$$

$$NPSH_d = 12.68 \text{ m}$$

### 1.2.2. La variante 2 de quatre (04) pompes

Dans cette variante on utilise quatre (04) pompes en parallèles pour un débit de projet  $Q = 7.2 \text{ m}^3/\text{s}$ . Cette valeur sera divisée par le nombre de pompes ce qui signifie un débit de  $1.8 \text{ m}^3/\text{s}$  pour chaque pompe.

#### 1.2.2.1. Courbe caractéristique de la conduite

L'équation de la courbe caractéristique de la conduite reste la même par rapport la variante 1 et s'écrit :

$$H_c = 55.5 + 0.0081 * Q^2$$

## 2. Vitesse spécifique

Pour un débit  $Q = 1.8 \text{ m}^3/\text{s}$ , une HMT = 55.71 m, on calcule la vitesse spécifique pour une vitesse de rotation  $N = 746 \text{ rpm}$  :

$$N_{sQ} = N \frac{\sqrt{Q_n}}{(H_n)^{3/4}}$$

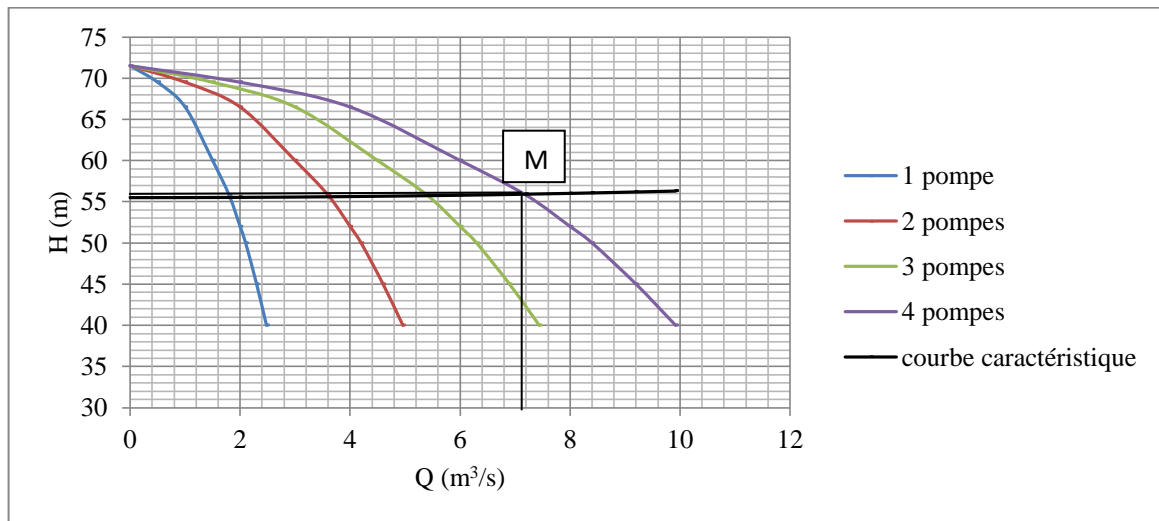
$$N_{sQ} = 746 * \frac{\sqrt{1.8}}{(55.71)^{3/4}}$$

$$N_{sQ} = 49.08 \text{ rpm.}$$

D'après la vitesse spécifique on déduit que la pompe est mixte. Par l'utilisation du logiciel KSB, les caractéristiques des pompes sont données dans [annexe 6].

### 1.2.2.2. Point de fonctionnement

Le point de fonctionnement de la station SP1 est donné dans la figure V-2.



**Figure V-2 :** Point de fonctionnement de la station SP1.

Le point de fonctionnement M de la station de pompage SP1 est de :

$$\begin{cases} H = 55.71 \text{ m} \\ Q = 7.2 \text{ m}^3/\text{s} \end{cases}$$

### 1.2.2.3. Calcul de NPSH

En calculs la hauteur d'aspiration  $H_a$  pour la condition non cavitation:

Donc :  $NPSH_d > NPSH_r \longrightarrow$  Pas de cavitation

$$NPSH_d = \frac{p_0}{\rho g} - (-H_a + J_a + \frac{p_v}{\rho g}) > NPSH_r$$

$$NPSH_d = 10.02 - (-H_a + 0.1 + 0.24) > 5.23$$

$$H_a > -4.45 \text{ m (le moins c'est un signe de sens)}$$

$$H_a > 4.45 \text{ m}$$

$$H_a = 5 \text{ m}$$

En calculs  $NPSH_d$ :

$$NPSH_d = 10.02 - (-5 + 0.1 + 0.24)$$

$$NPSH_d = 14.68 \text{ m.}$$

### 1.2.3. La variante 3 de cinq (05) pompes

Dans cette variante on utilise cinq (05) pompes en parallèles pour un débit de projet  $Q = 7.2 \text{ m}^3/\text{s}$ . Cette valeur sera divisée par le nombre de pompes ce qui signifie un débit de  $1.44 \text{ m}^3/\text{s}$  pour chaque pompe.

#### 1.2.3.1. Courbe caractéristique de la conduite

L'équation de la courbe caractéristique de la conduite reste la même par rapport à la variante 1 et 2 et s'écrit :

$$H_c = 55.5 + 0.0081 * Q^2$$

#### 1.2.3.2. Vitesse spécifique

Pour un débit  $Q = 1.44 \text{ m}^3/\text{s}$ , une HMT = 55.71 m, on calcule la vitesse spécifique pour une vitesse de rotation  $N = 993 \text{ rpm}$  :

$$N_{sQ} = N \frac{\sqrt{Q_n}}{(H_n)^{3/4}}$$

$$N_{sQ} = 993 * \frac{\sqrt{1.44}}{(55.71)^{3/4}}$$

$$N_{sQ} = 58.44 \text{ rpm.}$$

D'après la vitesse spécifique on déduit que la pompe est mixte. Par l'utilisation du logiciel KSB, les caractéristiques des pompes sont données dans [annexe 7].

#### 1.2.3.3. Point de fonctionnement

Le point de fonctionnement de la station SP1 est donné dans la figure V-3.

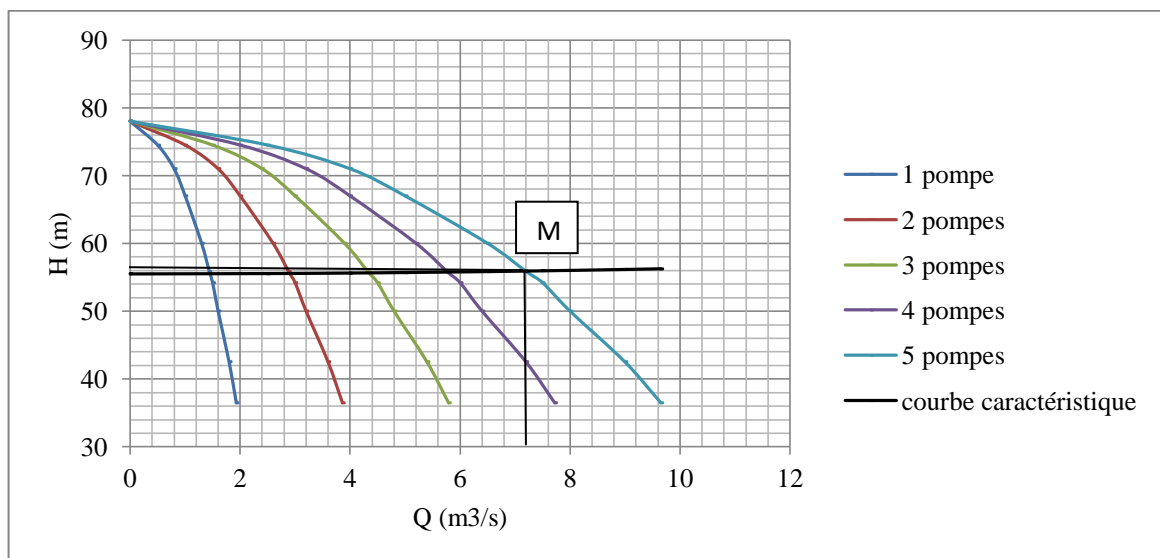


Figure V-3 : Point de fonctionnement de la station SP1.

Le point de fonctionnement M de la station de pompage SP1 est de :

$$\begin{cases} H = 55.71 \text{ m} \\ Q = 7.2 \text{ m}^3/\text{s} \end{cases}$$

#### 1.2.3.4. Calcul de NPSH

En calculs la hauteur d'aspiration  $H_a$  pour la condition non cavitation:

Donc :  $NPSH_d > NPSH_r \longrightarrow$  Pas de cavitation

$$NPSH_d = \frac{p_0}{\rho g} - (-H_a + J_a + \frac{p_v}{\rho g}) > NPSH_r$$

$$NPSH_d = 10.02 - (-H_a + 0.1 + 0.24) > 6.39$$

$H_a > -3.29 \text{ m}$  (le moins c'est un signe de sens).

$H_a > 3.29 \text{ m}$ .

$H_a = 4 \text{ m}$

En calculs  $NPSH_d$ :

$$NPSH_d = 10.02 - (-4 + 0.1 + 0.24)$$

$$NPSH_d = 13.68 \text{ m}.$$

### 1.3. Comparaison des variantes

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau V-1 :

**Tableau V-1 :** Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

n	Q appelé m <sup>3</sup> /s	HMT appelée (m)	Type de pompe	$\eta$ (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	$P_{abs}$ (Kw)	(NPSH) <sub>r</sub> (m)	$\varnothing$ roue (mm)	$N_s$
1	7,2	55,86	-	-		-	-	-	-	-
2	3,6	55,86	-	-		-	-	-	-	-
3	2,4	55,86	700- 980A	84,8	55,95	746	1548,67	7,56	972,8	56,56
4	1,8	55,86	700- 980A	87,4	55,92	746	1127,98	5,25	909,0	48,92
5	1,44	55,86	600- 705A	89,4	55,91	993	882,88	6,39	691,1	58,31

A partir du tableau, on déduit que la variante de cinq (05) pompes est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et diamètre de la roue.

Cette station assurera la prise d'eau dans la retenue de Tabellout grâce à 6 groupes électropompes identiques, dont un en secours, débitant chacun  $1.44 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Dans les stations de pompages suivantes en étudier la variante de six (06) pompes identique assemblées en parallèles, dont une de secours, Pour avoir un débit de  $7.2 \text{ m}^3/\text{s}$ .

## 2. Station de pompage SR1

### 2.1. Situation

La station est implantée sur une plate-forme arasée à la cote 327.00 NGA (coordonnées du centre de gravité :  $X = 753432.438$  et  $Y = 4053337.348$ ), au-dessus des PHE de la retenue de Tabellout. Elle comporte deux ensembles principaux :

- la salle des machines,
- les locaux électriques et de contrôle.

### 2.2. Courbe caractéristique de la conduite

L'équation de la courbe caractéristique de la conduite s'écrit :

$$H_c = H_g + RQ^2$$

$$H_g = 270.5 \text{ m.}$$

$$R = 1.2 * \frac{8 * \lambda * L}{g * \pi^2 * D^5}$$

$$R = 1.2 * \frac{8 * 0.011 * 1390}{9.81 * (3.14)^2 * (2.5)^5}$$

$$R = 0.016 \text{ m}^{-5} \text{ s}^2.$$

L'équation de la courbe caractéristique de la conduite devient :

$$H_c = 270.5 + 0.016 * Q^2$$

### 2.3. Vitesse spécifique

Pour un débit  $Q = 1.44 \text{ m}^3/\text{s}$ , une HMT = 271.19 m, en calcul la vitesse spécifique pour une vitesse de rotation  $N = 995 \text{ rpm}$  :

$$N_{sQ} = N \frac{\sqrt{Q_n}}{(H_n)^{3/4}}$$

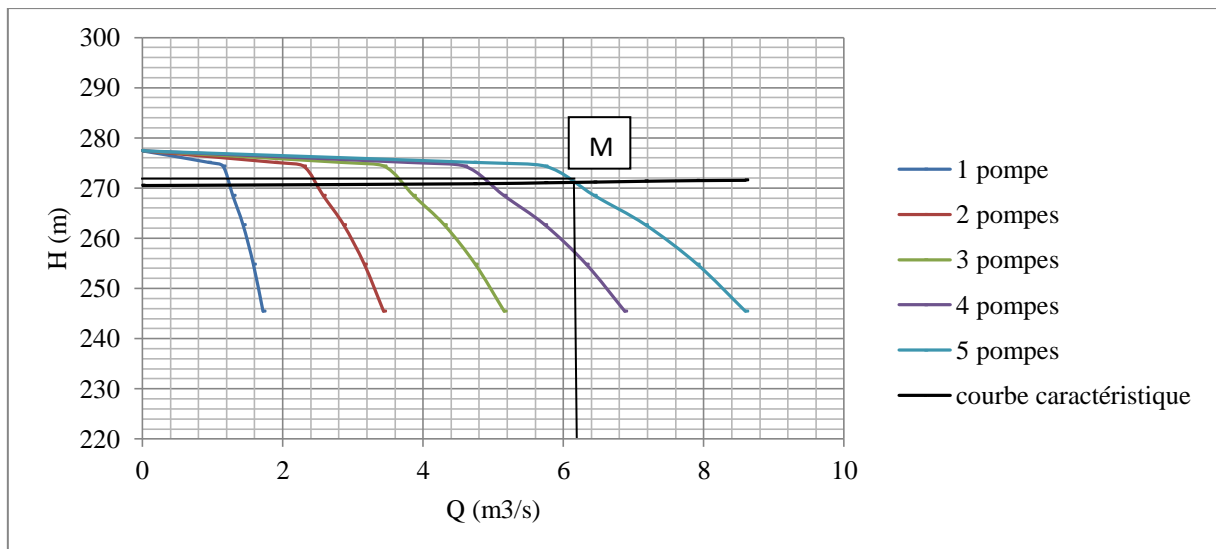
$$N_{sQ} = 995 * \frac{\sqrt{1.44}}{(271.19)^{3/4}}$$

$$N_{sQ} = 17.86 \text{ rpm.}$$

D'après la vitesse spécifique en déduit que la pompe est radial. Par l'utilisation des résultats des essais des pompes donnée les caractéristiques des pompes sont données dans [annexe 8].

## 2.4. Point de fonctionnement

Le point de fonctionnement de la station SR1 est donné dans la figure V-4.



**Figure V-4 :** Détermination du point de fonctionnement de la station SR1.

Le point de fonctionnement M de la station de pompage SR1 est de :

$$\begin{cases} H = 271 \text{ m} \\ Q = 6.2 \text{ m}^3/\text{s} \end{cases}$$

## 2.5. Adaptation de la station aux conditions de fonctionnement données

On a le débit disponible ( $Q = 6.2 \text{ m}^3/\text{s}$ ) inférieur débit appelé ( $Q = 7.2 \text{ m}^3/\text{s}$ ), dans ce cas-là, il faut faire un réglage soit par augmentation de la vitesse de rotation de la pompe ou par changement de type de pompe.

A partir de lois de similitude on trace la courbe des points homologues du point de fonctionnement initial, on calcule une nouvelle valeur de la vitesse de rotation et on trace la courbe caractéristique de la pompe d'une nouvelle valeur de la vitesse de rotation puis on cherche le point de fonctionnement correspond le débit de projet.

Calcul de la courbe du point homologue :

$$H = \frac{H_1}{Q_1^2} * Q^2$$



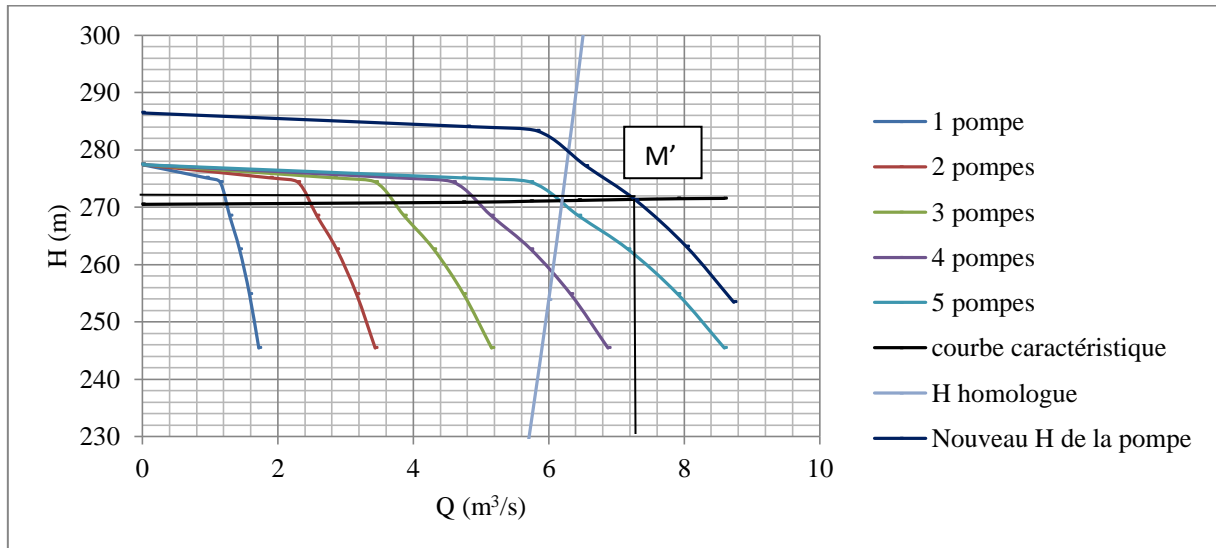
$$H = 7.05 * Q^2$$

Calcul de la nouvelle courbe caractéristique  $H = f(Q)$ .

$$H = 1.03 * H_1$$

$$Q = 1.02 * Q_1$$

Les résultats sont représentés dans la figure V-5.



**Figure V-5 :** Nouveau point de fonctionnement de la station SR1.

Le nouveau point de fonctionnement M' de la station de pompage SR1 devient :

$$\begin{cases} H = 271.5 \text{ m} \\ Q = 7.2 \text{ m}^3/\text{s} \end{cases}$$

## 2.6. Calcul de NPSH

En calculs la hauteur d'aspiration  $H_a$  pour la condition non cavitation:

Donc :  $NPSH_d > NPSH_r \longrightarrow$  Pas de cavitation

$$NPSH_d = \frac{p_0}{\rho g} - (-H_a + J_a + \frac{p_v}{\rho g}) > NPSH_r$$

$$NPSH_d = 9.95 - (-H_a + 0.1 + 0.24) > 6.8$$

$H_a > - 2.81 \text{ m}$  (le moins c'est un signe de sens).

$H_a > 2.81 \text{ m}$ .

$$H_a = 3 \text{ m}$$

En calculs  $NPSH_d$ :

$$NPSH_d = 9.95 - (-3 + 0.1 + 0.24)$$

$$NPSH_d = 12.61 \text{ m.}$$

### 3. Station de pompage SP2

#### 3.1. Situation

Cette station assure le refoulement vers le bassin d'équilibre BE1 à partir du bassin tampon de l'Oued Halib.

La station est située sur une plate-forme arasée à la cote 575,50 NGA (coordonnées du centre de gravité :  $X = 745\,975.99$  et  $Y = 4\,040\,386.24$ ). Elle comporte trois ensembles principaux :

- la bache de pompage,
- la salle des groupes,
- les locaux électriques et de contrôle.

#### 3.2. Courbe caractéristique de la conduite

L'équation de la courbe caractéristique de la conduite s'écrit :

$$H_c = H_g + RQ^2$$

$$H_g = 230.5 \text{ m.}$$

$$R = 1.2 * \frac{8 * \lambda * L}{g * \pi^2 * D^5}$$

$$R = 1.2 * \frac{8 * 0.011 * 11350}{9.81 * (3.14)^2 * (2.5)^5}$$

$$R = 0.42 \text{ m}^{-5} \text{ s}^2.$$

L'équation de la courbe caractéristique de la conduite devient :

$$H_c = 230.5 + 0.42 * Q^2$$

#### 3.3. Vitesse spécifique

En utilise six (06) pompes identiques en parallèles.

Pour un débit  $Q = 1.44 \text{ m}^3/\text{s}$ , une HMT = 236.18 m, en calcule la vitesse spécifique pour une vitesse de rotation  $N = 995 \text{ rpm}$  :

$$N_{sQ} = N \frac{\sqrt{Q_n}}{(H_n)^{3/4}}$$

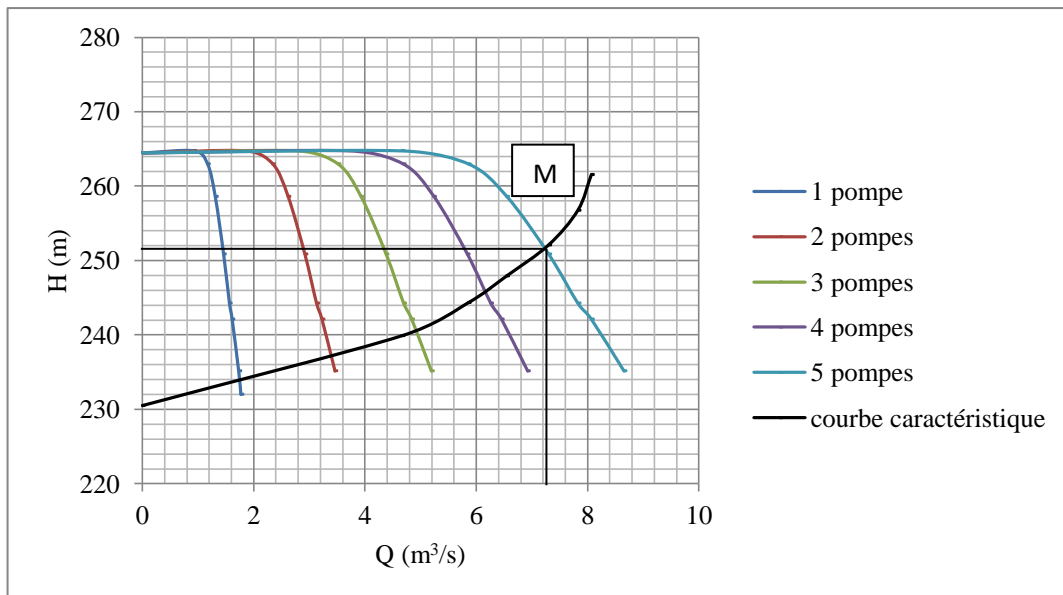
$$N_{sQ} = 995 * \frac{\sqrt{1.44}}{(236.18)^{3/4}}$$

$$N_{sQ} = 19.82 \text{ rpm.}$$

D'après la vitesse spécifique en déduit que la pompe est radial. Par l'utilisation des résultats des essais des pompes donnée les caractéristiques des pompes sont données dans [annexe 9].

### 3.4. Point de fonctionnement

Le point de fonctionnement de la station SP2 est donné dans la figure V-6.



**Figure V-6 :** Point de fonctionnement de la station SP2.

Le point de fonctionnement M de la station de pompage SP1 est de :

$$\begin{cases} H = 252 \text{ m} \\ Q = 7.2 \text{ m}^3/\text{s} \end{cases}$$

### 3.5. Calcul de NPSH

En calculs la hauteur d'aspiration  $H_a$  pour la condition non cavitation:

Donc :  $NPSH_d > NPSH_r$   $\longrightarrow$  Pas de cavitation

$$NPSH_d = \frac{p_0}{\rho g} - (-H_a + J_a + \frac{p_v}{\rho g}) > NPSH_r$$

$$NPSH_d = 9.67 - (-H_a + 0.1 + 0.24) > 6.9$$

$H_a > -2.43 \text{ m}$  (le moins c'est un signe de sens).

$$H_a > 2.43 \text{ m.}$$

$$H_a = 3 \text{ m}$$

En calculs NPSH<sub>d</sub>:

$$\text{NPSH}_d = 9.67 - (-3 + 0.1 + 0.24)$$

$$\text{NPSH}_d = 12.33 \text{ m.}$$

## 4. Station de pompage SR2

### 4.1. Situation

La station est implantée à la cote égale 743.00 NGA (coordonnées du centre de gravité : X=736 710.79, Y=4 020 125.83),

### 4.1. Courbe caractéristique de la conduite

L'équation de la courbe caractéristique de la conduite s'écrit :

$$H_c = H_g + RQ^2$$

$$H_g = 215 \text{ m.}$$

$$R = 1.2 * \frac{8 * \lambda * L}{g * \pi^2 * D^5}$$

$$R = 1.2 * \frac{8 * 0.011 * 6650}{9.81 * (3.14)^2 * (1.8)^5}$$

$$R = 0.3 \text{ m}^{-5} \text{ s}^2.$$

L'équation de la courbe caractéristique de la conduite devient :

$$H_c = 215 + 0.3 * Q^2$$

### 4.2. Vitesse spécifique

Pour un débit  $Q = 1.44 \text{ m}^3/\text{s}$ , une HMT = 218.32 m, en calcule la vitesse spécifique pour une vitesse de rotation  $N = 995 \text{ rpm}$  :

$$N_{sQ} = N \frac{\sqrt{Q_n}}{(H_n)^{3/4}}$$

$$N_{sQ} = 995 * \frac{\sqrt{1.44}}{(218.32)^{3/4}}$$

$$N_{sQ} = 21.02 \text{ rpm.}$$

D'après la vitesse spécifique en déduit que la pompe est radial. Par l'utilisation des résultats des essais des pompes donnée les caractéristiques des pompes sont données dans [annexe 10].

### 4.3. Point de fonctionnement

Le point de fonctionnement de la station SR2 est donné dans la figure V-7.

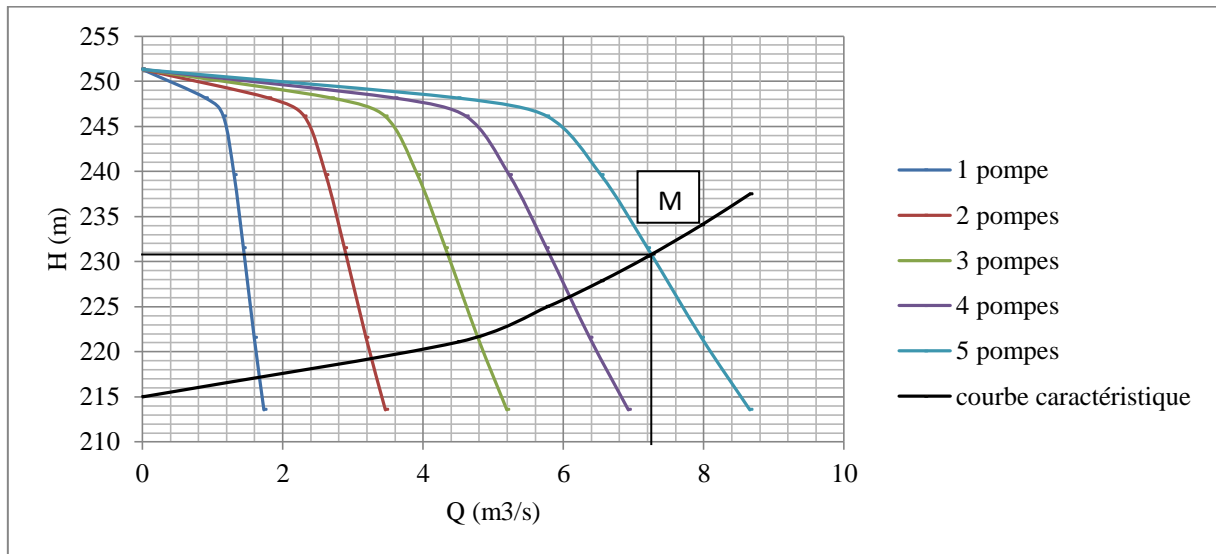


Figure V-7 : Point de fonctionnement de la station SR2.

Le point de fonctionnement M de la station de pompage SP1 est de :

$$\begin{cases} H = 231.8 \text{ m} \\ Q = 7.2 \text{ m}^3/\text{s} \end{cases}$$

### 4.4. Calcul de NPSH

En calculs la hauteur d'aspiration  $H_a$  pour la condition non cavitation:

Donc :  $NPSH_d > NPSH_r \longrightarrow$  Pas de cavitation

$$NPSH_d = \frac{p_0}{\rho g} - (-H_a + J_a + \frac{p_v}{\rho g}) > NPSH_r$$

$$NPSH_d = 9.44 - (-H_a + 0.1 + 0.24) > 6.8$$

$H_a > -2.3 \text{ m}$  (le moins c'est un signe de sens).

$H_a > 2.3 \text{ m}$ .

$H_a = 3 \text{ m}$

En calculs  $NPSH_d$ :

$$NPSH_d = 9.44 - (-3 + 0.1 + 0.24)$$

$$NPSH_d = 12.1 \text{ m.}$$

## 5. Station de pompage SR3

### 5.1. Situation

La station est implantée à la cote 939.00 NGA (coordonnées du centre de gravité : X=741 746.56, Y=4 015 320.97).

### 5.2. Courbe caractéristique de la conduite

L'équation de la courbe caractéristique de la conduite s'écrit :

$$H_c = H_g + RQ^2$$

$$H_g = 205 \text{ m.}$$

$$R = 1.2 * \frac{8 * \lambda * L}{g * \pi^2 * D^5}$$

$$R = 1.2 * \frac{8 * 0.011 * 3720}{9.81 * (3.14)^2 * (2.5)^5}$$

$$R = 0.26 \text{ m}^{-5} \text{ s}^2.$$

L'équation de la courbe caractéristique de la conduite devient :

$$H_c = 205 + 0.26 * Q^2$$

### 5.3. Vitesse spécifique

En utilise Cinq (05) pompes identiques en parallèles.

Pour un débit  $Q = 1.44 \text{ m}^3/\text{s}$ , une HMT = 206.86 m, en calcule la vitesse spécifique pour une vitesse de rotation  $N = 995 \text{ rpm}$  :

$$N_{sQ} = N \frac{\sqrt{Q_n}}{(H_n)^{3/4}}$$

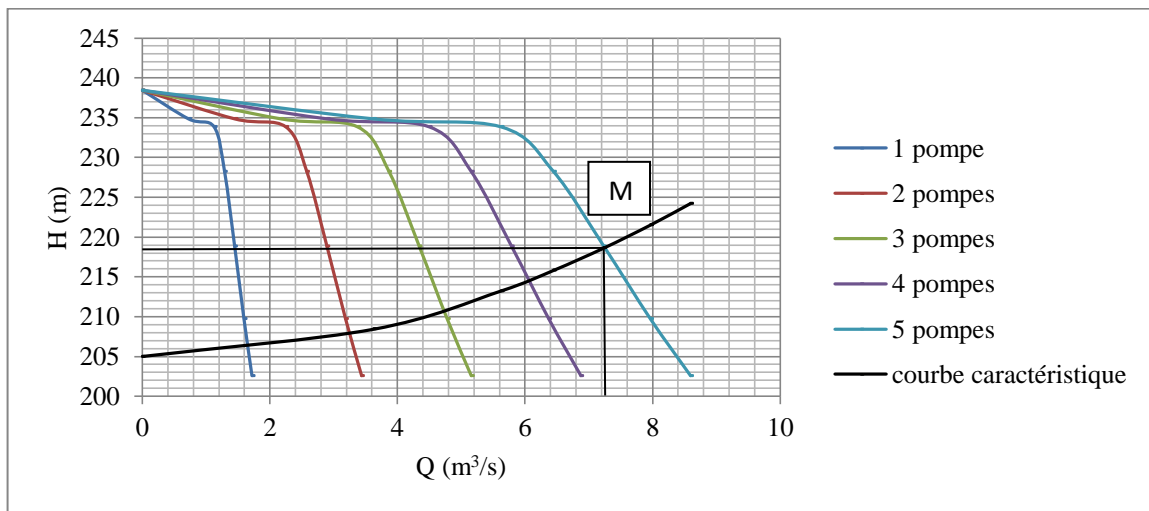
$$N_{sQ} = 995 * \frac{\sqrt{1.44}}{(206.86)^{3/4}}$$

$$N_{sQ} = 21.89 \text{ rpm.}$$

D'après la vitesse spécifique en déduit que la pompe est radial. Par l'utilisation des résultats des essais des pompes donnée les caractéristiques des pompes sont données dans [annexe 11].

### 5.4. Point de fonctionnement

Le point de fonctionnement de la station SR3 est donné dans la figure V-8.



**Figure V-8 :** Point de fonctionnement de la station SR3.

Le point de fonctionnement M de la station de pompage SP1 est de :

$$\begin{cases} H = 218.5 \text{ m} \\ Q = 7.2 \text{ m}^3/\text{s} \end{cases}$$

### 5.5. Calcul de NPSH

En calculs la hauteur d'aspiration  $H_a$  pour la condition non cavitation:

Donc :  $NPSH_d > NPSH_r$   $\longrightarrow$  Pas de cavitation

$$NPSH_d = \frac{p_0}{\rho g} - (-H_a + J_a + \frac{p_v}{\rho g}) > NPSH_r$$

$$NPSH_d = 9.2 - (-H_a + 0.1 + 0.24) > 6.8$$

$$H_a > -2.06 \text{ m (le moins c'est un signe de sens).}$$

$$H_a > 2.06 \text{ m.}$$

$$H_a = 3 \text{ m}$$

En calculs  $NPSH_d$ :

$$NPSH_d = 9.2 - (-3 + 0.1 + 0.24)$$

$$NPSH_d = 11.86 \text{ m.}$$

**Conclusion**

Tout au long de ce chapitre, nous avons énoncé les principes fondamentaux pour la bonne conception des stations de pompage et détaillé les composants hydrauliques nécessaires à leur exploitation.

Par la suite, un choix de groupes de pompage a été établi pour les cinq (05) stations de pompage du projet assurant un fonctionnement du transfert.

Chaque station de pompage sera constituée de six (06) pompes identiques de type KSB RDLO et RDLP ou équivalent, dont une de secours assurant un débit de  $1.44 \text{ m}^3/\text{s}$  pour une hauteur manométrique totale entre 55 et 275 m.CE. L'assemblage en parallèle permet de concevoir des stations de pompage pouvant assurer le fonctionnement du transfert même en cas d'arrêt de plusieurs groupes.



**Chapitre VI****Entrainement des pompes**

Dans le secteur industriel, 60% de la consommation d'énergie électrique est le fait des entraînements électriques. Ceux-ci sont en général fortement surdimensionnés. Les conséquences sont une consommation électrique trop importante et des coûts d'exploitation plus élevés.

**1. Importance des entraînements électriques**

L'industrie des machines englobe de nombreux dispositifs, appareils ou systèmes actionnés par des entraînements électriques. On peut citer :

- les machines-outils.
- les machines de conditionnement: impression, découpage, emballage.
- les machines de production de tout type: papier, aliments, chimie, etc.
- et en particulier dans les stations de pompage.

L'évolution de toutes ces machines a été principalement conditionnée par l'introduction des commandes numériques. Il en résulte de nouvelles contraintes pour les entraînements électriques :

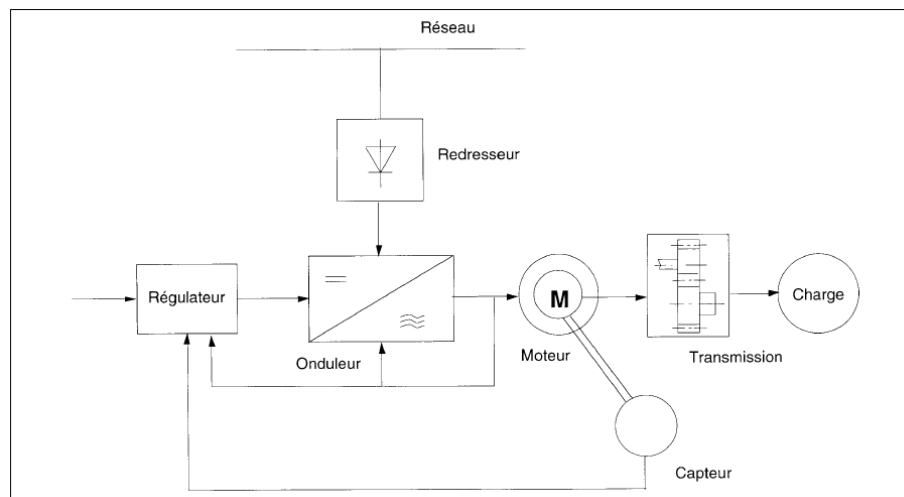
- une plus grande souplesse d'exploitation, impliquant une dynamique plus élevée et un contrôle dans un large domaine de vitesse.
- des exigences croissantes en matière de positionnement.
- une meilleure intégration de l'entraînement à l'organe entraîné.
- une plus grande fiabilité, impliquant un accroissement de la durée de vie des moteurs.
- une tendance à l'intégration de tous les composants de l'entraînement électrique.

En matière d'économie énergétique, les principaux aspects à examiner sont les suivants:

- adaptation de l'entraînement à sa fonction, en particulier en ce qui concerne la transmission et le moteur.
- choix du dispositif d'alimentation permettant de réduire les pertes au démarrage et au freinage pour les entraînements à fonctionnement intermittent.
- adaptation optimale du processus.

Les aspects ci-dessus seront examinés dans les sections suivantes.

Pour entraînement électrique, il faut étudier le moteur et l'ensemble de ses composants périphériques, qui sont décrits à la figure VI-1 qui sont le moteur, la transmission, l'alimentation ou le convertisseur, le capteur d'asservissement et le système de contrôle et de réglage.



**Figure VI-1:** Composants d'un entraînement électrique.

## 2. Les types d'entraînements

Un système d'entraînement électrique se compose en principe du moteur électrique et de la machine productrice; selon la tâche à accomplir, il peut être complété par un engrenage mécanique et un convertisseur.

En fonction des exigences requises par le processus de travail, à savoir par exemple la capacité de commande ou de régulation et la précision des grandeurs réglées (débit, hauteur et vitesse d'entraînement dans les stations de pompage), il sera nécessaire de prévoir un système de traitement de l'information.

On distingue les types d'entraînement suivants:

- Entraînements non asservis à une commande, pour conditions d'exploitation simples, charge pratiquement constante, avec démarreur pour puissances importantes, protection du moteur et simple commutateur EN/HORS.
- Entraînements asservis à une commande, pour exploitation avec vitesse de rotation variable à l'aide d'un organe de réglage (convertisseur pour faire varier la fréquence du moteur ou transmissions à régime variable) et d'une commande correspondante.
- Entraînements réglés par un organe de contrôle (convertisseur pour alimentation du moteur électrique), saisie des états effectifs et régulation précise ou par paliers du couple de rotation, de la vitesse de rotation.
- Entraînements gérés par ordinateur, avec fonctions supérieures de protection, de coordination et d'optimisation pour la gestion d'entraînements indépendants ou coordonnés.

Ces entraînements peuvent être indépendants ou coordonnés. Avec un entraînement coordonné, la puissance du moteur électrique est transmise par différents mécanismes à

plusieurs machines de production. Il est par exemple possible de réaliser ainsi un synchronisme angulaire.

### **3. Les moteurs d'entrainements**

Les moteurs électriques sont de nos jours, à l'exception des dispositifs d'éclairage, les récepteurs les plus nombreux dans les industries et les installations tertiaires. Leur fonction, de convertir l'énergie électrique en énergie mécanique, leur donne une importance économique toute particulière qui fait qu'aucun concepteur d'installation de station de pompage ou de machine, aucun installateur et aucun exploitant ne peut les ignorer.

Parmi tous les types de moteurs existants, les moteurs asynchrones triphasés notamment les moteurs à cage sont les plus utilisés dans l'industrie et au-delà d'une certaine puissance dans les applications du bâtiment tertiaire. De plus, bien que leur commande par des équipements à contacteurs soit parfaitement adaptée pour un grand nombre d'applications, l'emploi de matériels électroniques en constante progression élargit leur champ d'application. C'est le cas pour contrôler le démarrage et l'arrêt des pompes avec les démarreurs-ralentisseurs progressifs, comme lorsqu'un réglage précis de la vitesse d'entrainement des pompes est également nécessaire avec les variateurs-régulateurs de vitesse.

Toutefois, les moteurs asynchrones à bagues sont utilisés pour certaines applications de forte puissance dans l'industrie et les moteurs asynchrones monophasés restent adaptés pour des applications de puissances limitées plutôt pour les applications du bâtiment.

L'utilisation des moteurs synchrones dits sans balais ou à aimants permanents associés à des convertisseurs se généralise dans les applications nécessitant de fortes performances, notamment en couple dynamique (au démarrage ou aux changements de régime), et en précision et plage de vitesse.

#### **3.1. Types des moteurs**

Les trois principaux types de moteurs électriques sont utilisés dans l'industrie des machines :

- le moteur asynchrone, principalement pour les fonctions d'arrachement de matière pour les machines-outils.
- le moteur à courant continu pour les commandes d'axes, le positionnement et les fonctions de mesures. Pour des raisons de fiabilité, d'entretien et de durée de vie, le moteur à courant continu sans collecteur est peu à peu remplacé par le moteur synchrone.
- le moteur synchrone auto-commuté ou à courant continu sans collecteur pour les fonctions de commande d'axes et le moteur pas à pas pour des fonctions de positionnement en circuit ouvert, dans les domaines de la machine-outil de l'automate et de la robotique.

### 3.2. Choix des moteurs

Le choix d'un moteur asynchrone seul doit permettre l'entraînement de la pompe accouplée avec les performances imposées par le cahier des charges à savoir :

- Le nombre de quadrants de fonctionnement
- Le couple sur toute la plage de vitesse : caractéristique  $C_r = f(\Omega)$
- La vitesse désirée
- L'accélération et la décélération souhaitées

Et le respect des normes pour le réseau d'alimentation énergétique :

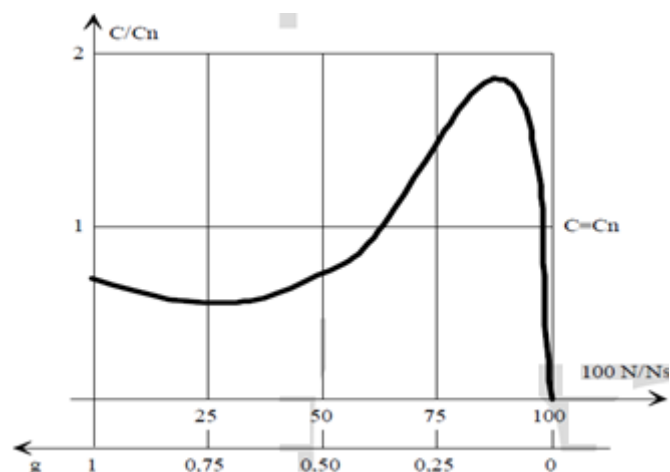
- La puissance de démarrage disponible
- La consommation d'énergie réactive
- Le taux d'harmoniques imposé au réseau
- La compatibilité électromagnétique

Dans notre projet on utilise des moteurs asynchrones triphasés à cage parce que leurs caractéristiques répondent à nos besoins.

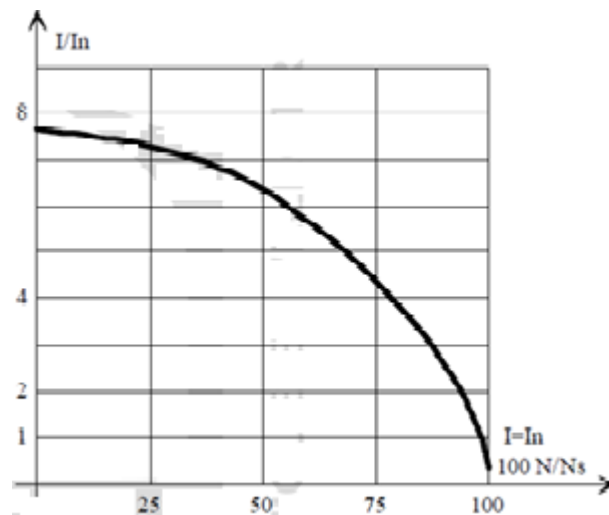
### 3.3. Les moteurs asynchrones triphasés [MAC]

Le moteur asynchrone est le moteur le plus utilisé dans l'ensemble des applications industrielles, du fait de sa facilité de mise en œuvre, de son faible encombrement, de son bon rendement, de son coût faible et de son excellente fiabilité. Son seul point noir est l'énergie réactive, toujours consommée pour magnétiser l'entrefer. Les machines triphasées, alimentées directement sur le réseau, représentent la grande majorité des applications ; supplantant les machines monophasées aux performances bien moindres et au couple de démarrage nul sans artifice. Les caractéristiques de courant absorbé et de couple de cette machine sont bien connues.

Elles font apparaître une pointe d'intensité de 5 à 10 fois  $I_n$ .



**Figure VI-2 :** variation du couple du moteur asynchrone en fonction de la vitesse



**Figure VI-3 :** variation du courant électrique du moteur asynchrone en fonction de la vitesse

La pointe d'intensité est nuisible pour le réseau d'alimentation électrique et il sera quelquefois nécessaire de la réduire. Le couple est gênant pour la pompe entraînée il peut même avoir des conséquences destructives.

### 3.3.1. Constitution de la machine asynchrone

La machine asynchrone est constituée des principaux éléments suivants :

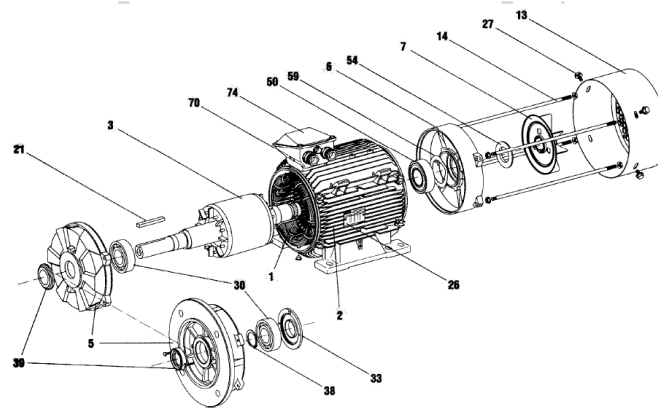
Le stator (partie fixe) : constitué de disques en tôle magnétique portant les enroulements chargés de magnétiser l'entrefer.

Le rotor (partie tournante) : constitué de disques en tôle magnétique empilés sur l'arbre de la machine portant un enroulement bobiné ou injecté.

Les organes mécaniques permettant la rotation du rotor et le maintien des différents sous-ensembles

#### ❖ Organes mécaniques

Le stator autoporteur reçoit de chaque côté un flasque sur lequel le rotor sera positionné grâce à des roulements à billes ou à rouleaux suivant le type de charge (axiale ou radiale). Un ventilateur est placé en bout d'arbre sur le rotor pour le refroidissement de la machine. Il peut être remplacé par une ventilation forcée motorisée pour le refroidissement aux vitesses lentes.



**Figure VI-4 :** Vues en coupe d'un moteur asynchrone triphasé

1 : Stator bobiné	27 : Vis de fixation du capot
2 : Carter	30 : Roulement côté accouplement
3 : Rotor	33 : Chapeau intérieur côté accouplement
5 : Flasque côté accouplement	38 : Serre-clips de roulement côté accouplement
6 : Flasque arrière	39 : Joint côté accouplement
7 : Ventilateur	50 : Roulement arrière
13 : Capot de ventilation	54 : Joint arrière
14 : Tiges de montage	59 : Rondelle de pré-charge
21 : Clavette	70 : Corps de boîte à bornes
26 : Plaque signalétique	74 : Couvercle de boîte à bornes

### 3.3.2. Démarrages des moteurs asynchrones triphasés

#### ❖ Problèmes aux démarrages

Le raccordement de la machine sur le réseau électrique influence sur la vitesse de démarrage correspond en fait à la durée de démarrage. Pour ce qui est de la vitesse on parle plutôt de vitesse transitoire qui évolue au cours du temps et n'a donc pas de valeur fixe comme la vitesse permanente. Sa vitesse d'évolution est liée au couple d'accélération.

Le démarrage direct peut causer des problèmes suivant :

- Démarrage brutal
- Courant d'appel élevé ce qui perturbe les appareils branchés sur la même ligne.

### ❖ Solutions par limitation du courant de démarrage

Pour les moteurs à cage la solution la plus couramment employée consiste à sous alimenter la machine pendant la phase de démarrage. Il faut que la charge mécanique permette cette sous-alimentation car diminuer la tension dans un rapport  $1/n$  entraîne une diminution du couple dans un rapport  $1/n^2$ . Les solutions techniques sont les suivantes :

**Démarrage étoile - triangle :** il nécessite la sortie des 6 bornes motrices et n'est envisageable que pour des petites puissances à cause de la brutalité des régimes transitoires lors des changements de couplage. C'est un procédé extrêmement simple et peu coûteux. Le couplage nominal de la machine doit être "triangle".

**Insertion de résistances ou inductances statoriques :** cette méthode permet d'avoir plusieurs crans de démarrage. Les résistances sont de type métallique ou électrolytique à variation continue. Cette solution est de plus en plus abandonnée au profit de solutions électroniques d'un coût voisin, d'un volume moindre et d'un rendement bien meilleur.

**Démarrage par autotransformateur à une ou plusieurs prises :** il permet l'obtention d'un couple moteur plus élevé qu'avec une inductance statorique. Cette solution est également abandonnée au profit de solutions électroniques d'un coût inférieur.

**Utilisation d'un onduleur de tension :** Quoique plus souvent utilisé pour faire de la variation de vitesse, l'onduleur de tension peut permettre de faire un démarrage souple avec limitation du courant dans les situations où aucune baisse du couple n'est possible.

## 4. Automatisation [LAK]

Dans la plupart des cas, la commande des pompes est assurée en fonction du niveau d'eau dans la bêche d'aspiration.

Il s'agit de démarrer et arrêter les pompes à des niveaux déterminés, pour cela on est amené à réaliser les opérations suivantes :

- L'arrêt du pompage d'eau lorsque le niveau d'eau dans la bêche d'aspiration s'abaisse au-dessous d'un niveau dite min.
- L'arrêt du pompage lorsque le niveau d'eau dans le réservoir atteint son maximum.
- La reprise du pompage dès que le niveau d'eau dans la bêche s'élève, ou s'abaisse dans le réservoir.

Pour pouvoir réaliser ces opérations dans le minimum de temps, il est indispensable de les rendre automatique.

### 4.1. Liaison bêche-moteurs

Elle est réalisée par l'installation de trois flotteurs  $F_1$ ,  $F_2$  et  $F_3$  dans la chambre d'aspiration, ces derniers sont reliés respectivement aux interrupteurs des pompes.

Le flotteur  $F_1$  est installé au niveau minimal de la bêche d'aspiration, le flotteur  $F_3$  est placé au niveau maximum de l'eau, et le flotteur  $F_2$  est placé entre les flotteurs  $F_1$  et  $F_3$ .

Des flotteurs intermédiaires peuvent être placés à plusieurs niveaux, chacun d'eux est relié à une lampe afin d'avoir une valeur approchée du niveau d'eau dans la bêche d'aspiration.

## 4.2. Liaison moteur-réservoir

Cette liaison peut être réalisée avec ou sans ligne pilote.

### 4.2.1. Commande sans ligne pilote

Lorsque la distance entre la station et le réservoir est importante, l'installation des lignes électriques devient coûteuse, on fait alors appel au servo-clapet qui présente une bonne étanchéité, quand le niveau d'eau monte dans le réservoir, il entraîne avec lui le flotteur qui fait pivoter la vanne papillon, ce qui crée une surpression qui sera transmise au piston, celui-ci soulève et entraîne avec lui la soupape qui lui est solidaire, ainsi l'écoulement est interrompu. L'arrêt des pompes peut être réalisé à l'aide d'un relais manométrique.

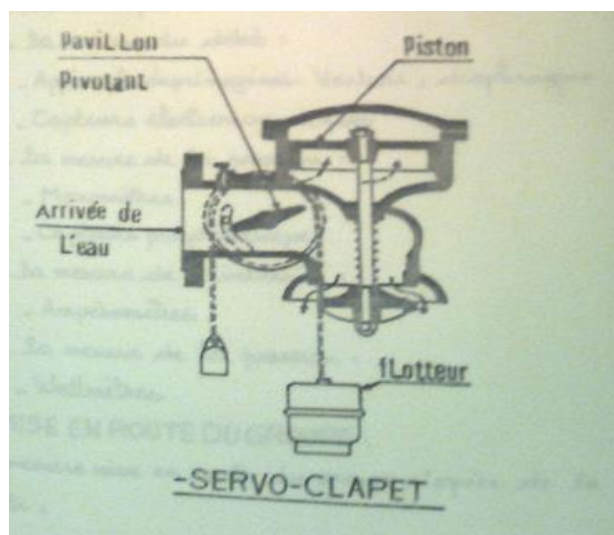


Figure VI-5 : servo-clapet

### 4.2.2. Commande par ligne pilote

Elle est utilisée lorsque la distance entre la station et le réservoir n'est pas importante, elle permet de réaliser la transmission des niveaux d'eau à distance, et assure l'arrêt ou la marche des groupes en fonction de la hauteur du plan d'eau. On installe dans le réservoir trois flotteurs, à des hauteurs différentes, chacun d'eux assure le démarrage et l'arrêt d'un groupe.



### 4.3. Capteurs

La station de pompage doit être équipée de plusieurs instruments de mesure, des différentes grandeurs telles que : débit, pression, intensité et puissance.

Ces instruments peuvent être :

- ❖ Pour la mesure du débit :
  - Appareils deprimogènes : venturi, diaphragme.
  - Capteurs électromagnétique.
- ❖ Pour la mesure de la pression :
  - Manomètres.
  - Capteurs piézométriques.
- ❖ Pour la mesure de l'intensité :
  - Ampèremètres
- ❖ Pour la mesure de la puissance :
  - Wattmètres.

## 5. Dimensionnement des moteurs

### ❖ La puissance utile

Pour entrainer la pompe nous avons besoins d'un moteur électrique à une puissance avec majoration 10 % par rapport à la pompe.

$$\mathcal{P}_u = 1.1 * \frac{\rho * g * H * Q}{1000 * \eta} \quad (\text{VI-1})$$

$\mathcal{P}_u$  : puissance utile (KW);

Q : Débit en (m<sup>3</sup>/s);

H : Hauteur manométrique (m);

g : Accélération de pesanteur (m/s<sup>2</sup>).

### ❖ Couple

Dans les moteurs électriques le couple est calculé par la formule suivante :

$$\Gamma = \frac{\mathcal{P}_u}{N} \quad (\text{VI-2})$$

$\Gamma$  : Couple en (N.m);

N : vitesse de rotation (rpm).

## ❖ La puissance absorbée

$$\eta_m = \frac{P_u}{P_a} \longrightarrow P_a = \frac{P_u}{\eta_m} \quad (\text{VI-3})$$

$\eta_m$  : Rendement mécanique (%);

$P_a$  : Puissance absorbée (KW);

Dans notre cas on a pris  $\eta_m = 0.85$ .

## ❖ Courant

Le courant électrique est en relation avec la puissance absorbée tel que :

$$P_a = \sqrt{3} * U * I * \cos\varphi \longrightarrow I = \frac{P_a}{\sqrt{3} * U * \cos\varphi} \quad (\text{VI-4})$$

Avec  $\cos\varphi = 0.86$

Les calculs effectués pour les différentes stations sont résumés dans le tableau VI-1

**Tableau VI-1** : calculs des différentes caractéristiques du moteur électrique

Moteur de la station de pompage	Puissance utile (KW)	Couple (N.m)	Puissance absorbée (KW)	Courant (A)
SP1	968.32	975.15	1139.2	254.93
SR1	4957.68	4982.6	5832.6	391.56
SP2	4267.45	4288.9	5020.5	337.05
SR2	3972.46	3992.4	4673.5	313.75
SR3	3768.35	3787.3	4433.4	297.63

Note : les calculs correspondent à un seul moteur électrique (chaque station comporte six (06) moteurs identique), Voir annexe 12.

**Conclusion**

Vu la variation de la hauteur manométrique appelée et du débit demandé, les groupes électropompes de la station de pompage sont de caractéristique hydro-électrique bien déterminée

Ces pompes toutes seront entraînées par des moteurs de marque SIMENS, asynchrones triphasés avec un rotor à cage.

## Chapitre VII

### Protection des conduites contre la corrosion et coups de bélier

#### Introduction

Toute canalisation posée en terre nécessite une protection contre la corrosion. Cependant la conduite qui est la plus facilement et la plus rapidement corrodable est celle en acier, toutefois nous citerons quelques types de corrosion avec leur remède respectif. En plus de la corrosion, les conduites d'adduction sont soumises au phénomène du coup de bélier dont la brutalité est susceptible d'entraîner les ruptures de tuyaux. Il est donc de toute première importance d'étudier les moyens propres à limiter ses effets puisqu'il en résultera une économie dans la construction des tuyaux, lesquels sont calculés, notamment, pour résister à une pression intérieure donnée.

#### 1. Protection des conduites contre la corrosion

##### 1.1. Définition

La corrosion, du latin « corrodere », signifie ronger, attaquer. C'est une destruction non voulue des métaux sous l'action de milieux corrosifs (agents atmosphériques ou réactifs chimiques). Après attaque, les métaux ont tendance à retourner à leur état primitif d'oxyde, sulfure, carbonate etc., plus stable par rapport au milieu considéré et ainsi à subir une détérioration de leurs propriétés.



FigureVII-1 : formation de la corrosion

### 1.2. Différents processus de la corrosion

Les causes de la corrosion sont multiples et complexes et elles résultent d'interactions chimiques et /ou physiques entre le matériau et son environnement. En général on peut résumer les différents processus de la corrosion comme ci-dessous :

- Corrosion chimique (sèche).
- Corrosion électrochimique (humide).
- Corrosion biochimique.
- Corrosion accompagnée d'érosion (mécanique).

### 1.3. Les facteurs de la corrosion

Les phénomènes de corrosion dépendent de plusieurs facteurs qui peuvent être classés en quatre groupes principaux tels que les :

- facteurs définissant les modes d'attaque (1),
- facteurs métallurgiques(2),
- facteurs définissant les conditions d'emploi(3),
- facteurs dépendant du temps(4).

Tous ces facteurs sont représentés sur le tableauVII.1 :

**TableauVII-1** : facteurs de la corrosion

<b>Facteurs (1)</b>	<b>Facteurs (2)</b>	<b>Facteurs (3)</b>	<b>Facteurs (4)</b>
-Concentration du réactif -Teneur en oxygène -pH du milieu -additions d'inhibiteurs -température -pression	-composition de l'alliage -procédé d'élaboration -impuretés -traitements thermique -traitements mécanique -addition protectrices	-état de surface -forme des pièces -solllicitations mécaniques -emploi d'inhibiteurs -procédés d'assemblage	-vieillessement -tentions mécanique -température -modification des revêtements protecteurs

### 1.4. Moyens de protection contre la corrosion

La protection contre la corrosion a pour but de garantir une certaine durée de vie à un matériau pour un coût minimal. Les méthodes essentielles de protection de prévention contre la corrosion sont les suivantes :

- ✓ Prévention par une forme adaptée des pièces.
- ✓ Prévention par un choix judicieux des matériaux.
- ✓ Protection par revêtements.
- ✓ Protection par inhibiteurs de corrosion.
- ✓ Protection électrochimique.

Dans notre projet, en complément de la protection par le revêtement extérieur de la canalisation, sera mise en place une protection cathodique protégeant l'ensemble de la canalisation. Cette protection est nécessaire afin de détecter dans le temps, une blessure éventuelle et accidentelle du revêtement extérieur et d'y remédier.

Le principe de la protection cathodique consiste à abaisser la tension métal-milieu de manière à l'emmener dans sa zone d'immunité. Par convention, le courant circule du positif (+) vers le négatif (-), par conséquent le métal est protégé si le courant entre dans la structure en provenance de l'électrolyte

## 2. Protection des conduites contre le coup de bélier

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.

Lors de la conception d'un projet de transfert d'eau, les risques éventuels de coup de bélier doivent être étudiés et quantifiés, afin de mettre en œuvre les protections qui s'imposent, notamment dans le cas de canalisation de refoulement. Lorsque les dispositifs de protection n'ont pas été prévus.

### 2.1. L'origine du phénomène [PAM]

Lorsque l'on modifie brutalement la vitesse d'un fluide en écoulement dans une canalisation, il se produit un violent changement de pression. Ce phénomène transitoire, appelé coup de bélier, apparaît généralement lors d'une intervention sur un appareil attenant au réseau (pompes, vannes ...). Des ondes de surpression et de dépression se propagent le long de la canalisation à une vitesse « a » appelée célérité de l'onde.

### 2.2. Causes fréquentes du coup de bélier

En ingénierie d'hydraulique, les causes fréquentes occasionnant des coups de bélier sont (Wylie et Streeter, 1978; Meunier, 1980; Tullis, 1989) :

- L'ouverture ou la fermeture des vannes dans les conduites gravitaires en charge ;
- la mise en marche ou l'arrêt des pompes sur des conduites de refoulement ;
- vidange ou remplissage inadéquat de la conduite en charge ;
- implosion des poches d'air suite à une cavitation ;

- modification de la vitesse angulaire d'une pompe ;
- coupure électrique inopinée dans une station de pompage qui est la cause la plus fréquente du coup de bélier en hydraulique urbaine ;
- la mise en marche ou la modification de l'opération d'une turbine ;
- variation d'un plan d'eau relié à un réseau en charge ;
- vibration des accessoires de contrôle comme les vannes.

Cette liste est loin d'être exhaustive, et beaucoup d'autres situations complexes engendrent ce phénomène.

### **2.3. Les conséquences de phénomène**

Les surpressions peuvent entraîner dans des cas critiques la rupture de certaines canalisations ne présentant pas de coefficient de sécurité suffisants. Les dépressions peuvent créer des poches de cavitation dangereuses pour les canalisations et pour les appareils de robinetterie.

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

#### **2.3.1. Surpressions**

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par une pression importante qui se produit suite à une fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement. Si la somme de la surpression et de pression initiale dépasse la pression maximale admissible de la conduite, il peut y avoir fissuration de cette dernière, dislocation des joints (les anneaux d'étanchéité seront délogés).

#### **2.3.2. Dépression**

C'est une conséquence du coup de bélier suite à une dépression provoquée par l'arrêt brusque d'une pompe ou d'une ouverture instantanée d'une vanne de sectionnement, si cette pression devient inférieure à 10 m.c.e, il se produit une poche de cavitation provoquant l'implosion de la conduite, aspiration des joints.

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.

#### **2.3.3. Fatigue de la canalisation**

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

### 2.4. Protections anti bélier

Les protections à mettre en œuvre pour limiter un coup de bélier à une valeur admissible sont diverses et adaptées à chaque cas.

Elles agissent soit ralentissant la modification de la vitesse du fluide, soit en limitant la surpression par rapport à la dépression.

L'utilisateur doit déterminer l'enveloppe de surpression et de dépression créé par le coup de bélier, et juger, d'après le profil de la canalisation, du type de protection à adopter :

- Les réservoirs d'air avec ou sans clapet percés,
- Volant d'inertie sur pompe qui intervient dans la protection contre les dépressions.
- Les soupapes de décharge qui interviennent dans la protection contre les surpressions.
- Cheminée d'équilibre
- Aspiration auxiliaire

#### 2.4.1. Réservoirs d'air

Le réservoir d'air est une réserve d'eau qui se vide pour combler les dépressions et grossit pour absorber les surpressions, c'est le procédé le répondu pour la protection de stations de pompage dans une gamme de débit de quelques litres par seconde et des gammes de pression de quelques mètres à quelques centaines de mètres, c'est un dispositif simple, relativement peu onéreux.

Le réservoir anti-bélier est d'utilisation courante, il a deux fonctions :

- Limiter la surpression (perte de charge contrôlée par un clapet)
- Eviter la cavitation (vidange du ballon).

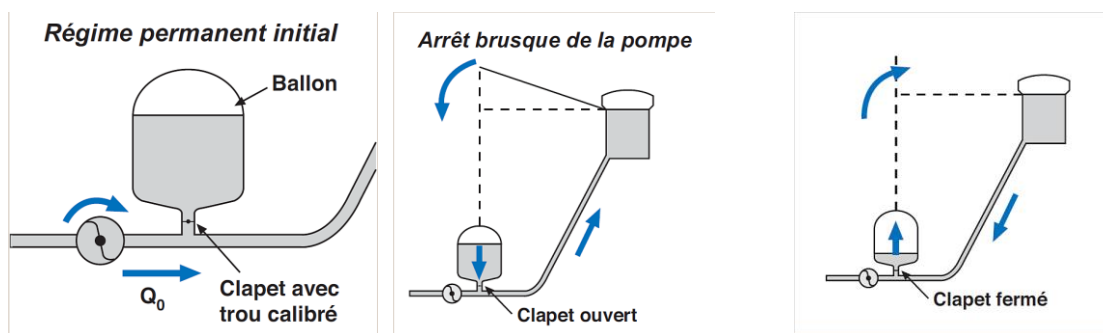


Figure VII-2 : Réservoir anti bélier.

En cas d'arrêt brusque d'une pompe, la dépression est compensée par un débit fourni par la vidange du ballon.

Lors de l'inversion du flux d'eau, l'énergie de masse d'eau est transformée en pertes de charge par remplissage du ballon à travers le clapet calibré.

### 2.4.2. Volants d'inertie

Le volant d'inertie est un des moyens qui permettent de prolonger artificiellement l'alimentation d'une conduite après disjonction du groupe de pompage. Etant calé sur l'arbre du groupe, il restitue en cas l'énergie qu'il a accumulée et augmente le temps d'arrêt de la pompe. Ce dispositif ne peut être envisagé valablement que pour des conduites dont la longueur « L » n'excède pas quelques centaines de mètres (le temps d'arrêt de la pompe doit être significatif vis-à-vis du temps d'aller et retour d'onde  $2L/C$  et au moins supérieur à ce temps).

### 2.4.3. Soupapes anti-bélier

En plus des réservoirs anti-bélier, la station de pompage sera équipée de soupapes anti-bélier capables d'évacuer le débit de retour en cas de défaillance de l'anti-bélier. Le nombre de soupapes sera déterminé au stade des études d'exécution en fonction du débit évacué par soupape et du débit de l'onde de retour. En sus du nombre déterminé, il sera prévu une soupape de secours afin de ne pas perturber le fonctionnement de station au cas où une soupape serait à l'entretien la figure (VII-4) montre le jet d'eau éjecté par une soupape de décharge.

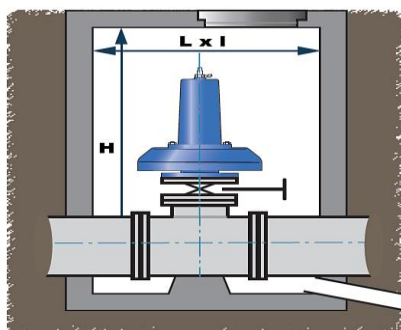


Figure VII-3 : soupape de décharge.

Figure VII-4 : jet d'eau par une soupape.

### 2.4.4. Cheminées d'équilibre [ESH]

Si l'aménagement est susceptible de générer des coups de bélier, un dispositif pour réduire ses effets doit être étudié. Le dispositif le plus simple est la cheminée d'équilibre, qui peut schématiquement être considérée comme un grand tube connecté au niveau de sa base à la conduite forcée et ouvert à l'atmosphère. L'action fondamentale d'une cheminée est de réduire la longueur de la colonne d'eau en plaçant une surface d'eau libre plus proche de la turbine. Quelque hauteur considère que la cheminée d'équilibre n'est pas nécessaire si la longueur de la conduite est inférieure à 5 fois la dénivellation (figure VII-5).





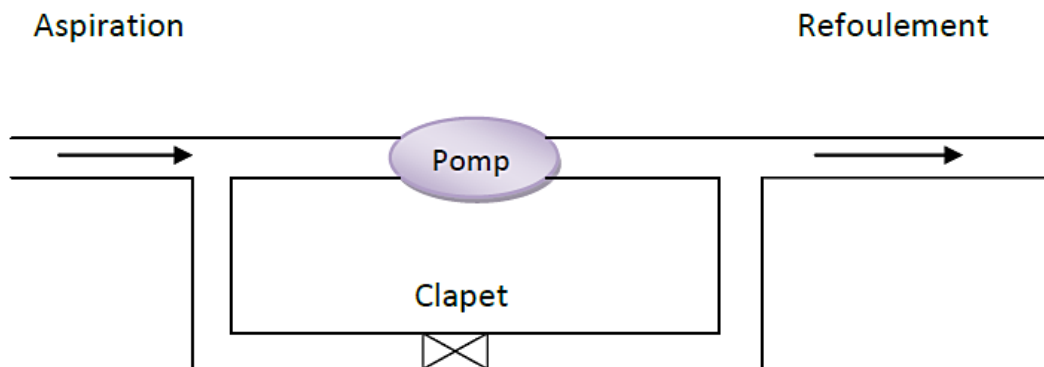
**Figure VII-5 :** Cheminée d'équilibre d'un circuit d'irrigation, Cimelta, Madagascar

## 2.4.5. Aspiration auxiliaire

### 2.4.5.1. Clapet by-pass

Un by-pass est une conduite équipée d'un clapet dans le sens amont qui court-circuite une pompe, 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 ainsi imitée à la pression existant à l'aspiration figure (VII.6).



**Figure VII-6 :** Schéma d'une dérivation.

### 2.4.5.2. Ventouse et clapet d'entrée d'air

Les ventouses sont des appareils permettant d'évacuer l'air contenu dans les conduites, elle consiste donc en un flotteur obturant un orifice lorsque la conduite ne contient pas d'air et le laissant libre lorsqu'il y a de l'air. En absence d'air, s'exercent sur le flotteur vers le haut à la fois la force de pression et la poussée d'Archimède diminuée du flotteur (figure VII.7).

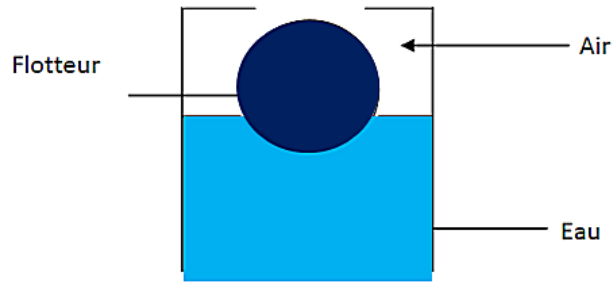


Figure VII-7 : Schéma de principe d'une ventouse.

## 2.5. Description des phénomènes physiques

En général on peut considérer les liquides comme incompressibles. Toutefois les milieux réels présentent une certaine compressibilité dont il faut tenir compte s'il s'y produit de rapides variations de pression (même très petites) : ce sont les phénomènes de compressibilité qui permettent d'expliquer la propagation des ondes élastiques dans les milieux matériels.

Le module d'élasticité  $\varepsilon$  d'un milieu compressible est défini par la relation :

$$\frac{dp}{\varepsilon} = \frac{d\rho}{\rho} \quad (\text{VII.1})$$

Entre la variation relative  $\frac{d\rho}{\rho}$  de la masse volumique et la variation  $dp$  qui la produit. Le module  $\varepsilon$  a les dimensions d'une pression et s'exprime souvent en  $\text{N.m}^{-2}$ .

On introduit également le module de compressibilité  $K$  qui est égal à l'inverse de  $\varepsilon$ .

Dans une conduite cylindrique circulaire de diamètre  $D$ , d'épaisseur  $e$ , constituée par un matériau de module de Young  $E$ , la célérité (ou vitesse de propagation) de l'onde plane est :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{\left(48,5 + 0,5 \frac{D}{e}\right)}} \quad (\text{VII.2})$$

Ou

$a$ : Célérité d'onde (m/s).

$D$  : Diamètre de la conduite (m).

$e$  : Épaisseur de la conduite (m) pour notre projet :  $e = 14$  mm.

$K$  : Coefficient qui tient compte de la nature du matériau formant la canalisation.

$K = 0,5$  Pour l'acier.

### 2.5.1. Les équations de propagation

Les coups de bélier sont des surpressions et dépressions qui se propagent dans une conduite quand on modifie le débit  $q_v$  en une section  $S$ .

Les deux équations différentielles qui définissent le phénomène ont été établies en 1901 par ALLiévi.

Elles sont obtenues en appliquant à une tranche de la canalisation :

- i) le théorème des quantités de mouvement
- ii) l'équation de continuité en faisant intervenir la compressibilité du liquide et l'élasticité des parois.

### 2.5.2. Les équations d'ALLiévi

On a les deux équations de SAINT-VENANT.

$$\rho \frac{\partial U}{\partial X} = -\frac{1}{a^2} \left( \frac{\partial P}{\partial t} + U \frac{\partial P}{\partial X} \right) \quad (\text{VII.3})$$

$$\frac{\partial U}{\partial t} + U \frac{\partial U}{\partial X} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial X} = g(i - j) \quad (\text{VII.4})$$

Les équations (II.3) et (II.4) de SAINT-VENANT sont générales et traduisent tous les mouvements transitoires. On peut donc les simplifier en rétrécissant le champ de leur validité. Négligeons les pertes de charge et admettons qu'on ne s'intéresse qu'aux variations telles que  $U \frac{\partial U}{\partial X}$  soit négligeable devant  $\frac{\partial U}{\partial t}$  ceci est souvent vrai en hydraulique sous pression puisqu'en front d'onde  $\frac{\partial U}{\partial t}$  est égal à  $-a \frac{\partial U}{\partial X}$  et que U est faible devant a, on peut également négliger  $(U \frac{\partial U}{\partial X})$  devant  $\frac{\partial P}{\partial t}$

Le système des équations VI.3 devient alors :

$$\rho \frac{\partial U}{\partial X} = -\frac{1}{a^2} \left( \frac{\partial P}{\partial t} \right) \quad (\text{VII.5})$$

$$\frac{\partial U}{\partial t} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial X} = gi \quad (\text{VII.6})$$

Comme :  $i = -\frac{\partial h}{\partial X} \cdot \frac{\partial h}{\partial t} = 0$  et  $P^* = P + \rho gZ$  On peut écrire :

$$\rho \frac{\partial U}{\partial X} + \frac{1}{a^2} \left( \frac{\partial P^*}{\partial t} \right) = 0 \quad (\text{VII.7})$$

$$\frac{\partial U}{\partial t} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial P^*}{\partial X} = 0 \quad (\text{VII.8})$$

Ces deux équations s'intègrent pour donner le système de solutions :

$$P^* = P_0^* + F \left( t - \frac{X}{a} \right) + f \left( t + \frac{X}{a} \right) \quad (\text{VII.9})$$

$$U = U_0 + \frac{1}{\rho a} \left[ F \left( t - \frac{X}{a} \right) - f \left( t + \frac{X}{a} \right) \right] \quad (\text{VII.10})$$

F et f sont des fonctions définies par les conditions initiales et aux limites (dont l'expression dépend de la loi de fermeture ou d'ouverture de la vanne), qui représentent deux ondes se propageant dans la conduite ; en sens inverse, avec la même célérité a.

$P_0^*$  et  $U_0$  sont des constantes, elles représentent respectivement la pression de la linge piézométrique et la vitesse du fluide (vitesse uniforme dans une section) en l'absence de tout ébranlement : c'est le régime permanent initial.

La quantité  $\Delta p = P^* - P_0^*$  est l'augmentation de pression, ou surpression, qui règne à l'instant  $t$  dans une section d'abscisse  $X$ . Les surpressions ou dépression peuvent atteindre des grandeurs assez considérables si la manœuvre de la vanne est suffisamment rapide et il peut résulter de ces chocs des accidents de rupture de la canalisation.

A cause de la viscosité, l'amplitude des ondes de pression et de dépression diminue progressivement.

### 2.5.3. La méthode graphique de Schnyder-Bergeron [BER]

Les méthodes analytique de calcul du coup de bélier et les formules auxquelles elles aboutissent n'ont en définitive qu'un champ d'application assez restreint.

Elles ne tiennent pas compte notamment de l'influence des pertes de charge ni des caractéristiques très variées des conduites industrielles et des conditions très variables des manœuvres de fermeture ou d'ouverture.

Il existe une méthode graphique due à Schnyder (1929) et à Bergeron (1931) qui permet de traiter et de résoudre les problèmes d'une manière beaucoup plus pratique.

Le principe de la méthode peut s'énoncer comme suite : si un observateur part d'un point de la conduite  $M$  au temps  $t$  où le régime est  $(h_M, q_{vM})$  et s'il se déplace dans la conduite avec la célérité  $a$  des ondes, il constate qu'en tout lieu au moment où il passe, la pression  $h$  et le débit  $q_v$  sont liés par la même loi linéaire qui ne dépend que des constantes  $a$  et  $S$  de la conduite, du régime  $(h_M, q_{vM})$  existant à l'instant et au lieu de son départ et du sens de son déplacement.

Un observateur se déplaçant en sens inverse de la vitesse d'écoulement verra l'onde  $F$  conserver sa valeur et en tout lieu où il passera il constatera que :

$$h - h_M = \frac{a}{gS} (q_v - q_{vM}) \quad (\text{VII.11})$$

Pour un observateur qui se déplace en sens inverse, on a

$$h - h_M = -\frac{a}{gS} (q_v - q_{vM}) \quad (\text{VII.12})$$

les coordonnées du point figuratif étant la hauteur (pression exprimée en m C.E)  $h$  et le débit  $q_v$  que l'observateur constate à une temps  $t$  en un lieu  $M$ , ce point sera désigné par une lettre (ou un chiffre) qui indiquera le temps, affectée d'une indice qui indiquera le lieu, soit  $t_M$ .

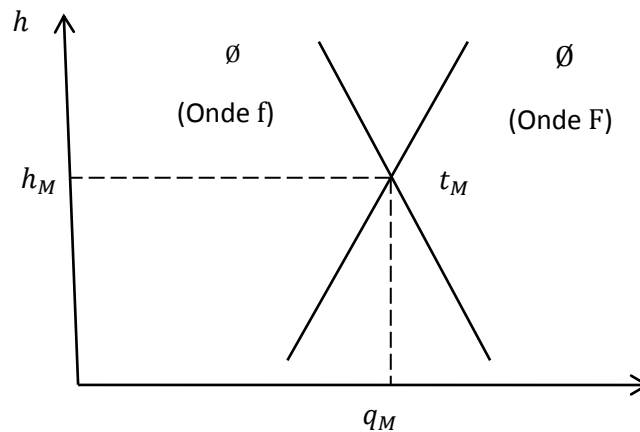


Figure VII-8 : droites de Bergeron

## 2.6. Méthode des caractéristiques [DJA]

La méthode des caractéristiques consiste à écrire les deux équations aux dérivées partielles du mouvement dans les axes liés aux trajectoires des perturbations. Ces équations sont exprimées en forme de différences finies en utilisant un intervalle de temps  $dt$  bien spécifié. Les solutions sont obtenues à l'aide d'un ordinateur. La méthode présente certains avantages dont on citera :

- Les conditions aux limites sont facilement programmables.
- La stabilité de la solution est assurée.
- Les systèmes les plus complexes peuvent être manipulés facilement.
- La programmation des équations est très aisée.

En effet lorsqu'un réseau multi branches est composé de plusieurs conduites avec des propriétés différentes, de termes non linéaires des équations principales sont importants, ou encore dans le cas des écoulements diphasiques, ce qui nécessite d'utiliser autres méthodes qui peuvent résoudre ce genre de problème (schémas explicites ou implicites).

Considérons l'équation de continuité et l'équation de mouvement sans frottement que nous multiplions par  $c/g.S$  :

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{c^2}{gS} \frac{\partial Q}{\partial X} = 0 \quad (\text{VII.13})$$

$$\frac{c}{gS} \left( \frac{\partial Q}{\partial t} + gS \frac{\partial H}{\partial t} \right) = 0 \quad (\text{VII.14})$$

En combinant ces deux équations par addition et soustraction, nous obtenons:

$$\frac{\partial}{\partial t} = \left[ H \pm \frac{cQ}{gS} \right] \pm C \frac{\partial}{\partial X} \left[ H \pm \frac{cQ}{gS} \right] = 0 \quad (\text{VII.15})$$

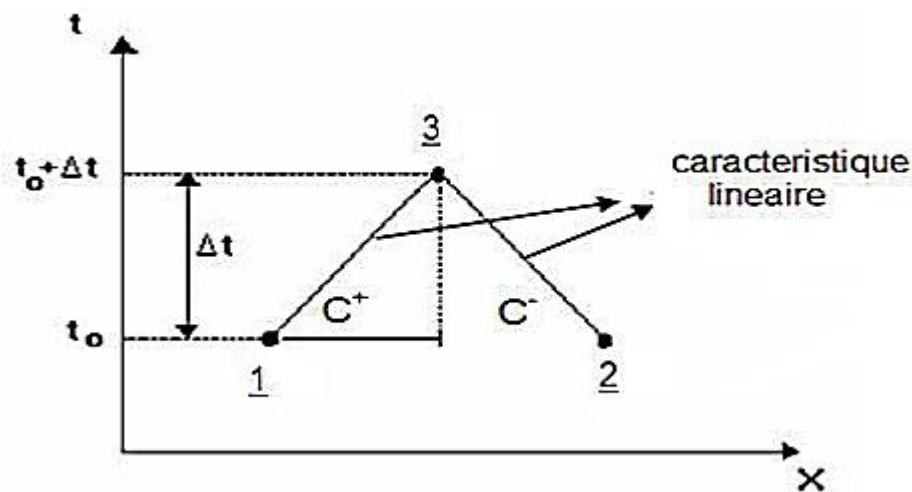
Cette forme est égale à la dérivée totale par rapport au temps:

$$\frac{d}{dt} \left[ H \pm \frac{CQ}{gS} \right] = 0 \quad (\text{VII.16})$$

Si

$$\frac{dX}{dt} = \pm C \quad (\text{VII.17})$$

Dans un plan (x, t) l'équation (VII.17) représente des courbes (ici des droites) sur lesquelles le système (VII.16) est vérifié l'intersection de deux droites définit donc une solution de ce système d'équation voir figure ci-dessous :



**Figure VII-9 :** Schéma utilisé pour la méthode des caractéristiques.

Ainsi, si les points 1 et 2, situés au temps initial, représentent des positions où les valeurs des pressions et débits sont connus, alors il sera possible de calculer les valeurs au point 3, situé en  $\Delta x/2$  et  $\Delta t/2$  en considérant une forme différentielle du système.

$$\frac{\Delta}{\Delta t} \left[ H \pm \frac{CQ}{gS} \right] = 0 \quad (\text{VII.18})$$

Ce qui donne entre 1 et 3 :

$$H_3 + \frac{CQ_3}{gS} = H_1 + \frac{CQ_1}{gS} \quad (\text{VII.19})$$

Entre 2 et 3 :

$$H_3 - \frac{CQ_3}{gS} = H_2 - \frac{CQ_2}{gS} \quad (\text{VII.20})$$

D'où :

$$H_3 = \frac{1}{2} \left[ H_1 + H_2 + \frac{c}{gS} (Q_1 - Q_2) \right] \quad (\text{VII.21})$$

Et :

$$Q_3 = \frac{1}{2} \left[ \frac{gS}{c} (H_1 - H_2) + (Q_1 + Q_2) \right] \quad (\text{VII.22})$$

## 2.7. Coup de bélier lors d'une fermeture instantanée

### 2.7.1. Description qualitative

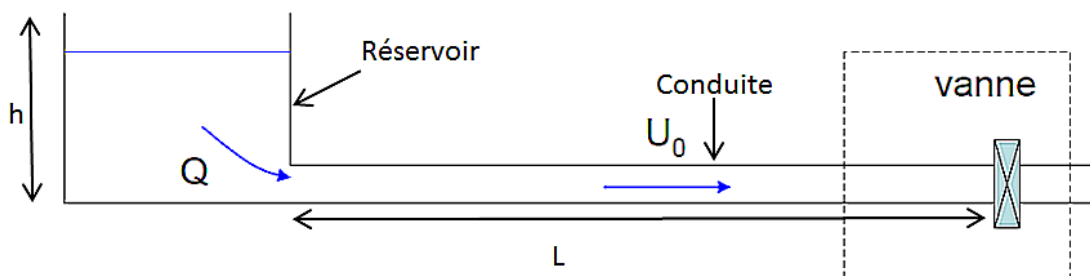
La conduite, de longueur  $L$ , est supposée horizontale, de sorte que la variation de pression due à la pesanteur n'intervienne pas: la pression  $P$  est alors la même dans toute la conduite; elle est égale à la pression  $P_0$  du régime permanent augmentée de la surpression  $\Delta P$  due à la fermeture de la vanne de pied:

$$P = P_0 + \Delta P$$

La vitesse de l'eau dans la conduite est constante:  $U$  (m/s), car l'écoulement est permanent.

Les événements suivants se succèdent juste après la fermeture de la vanne de pied:

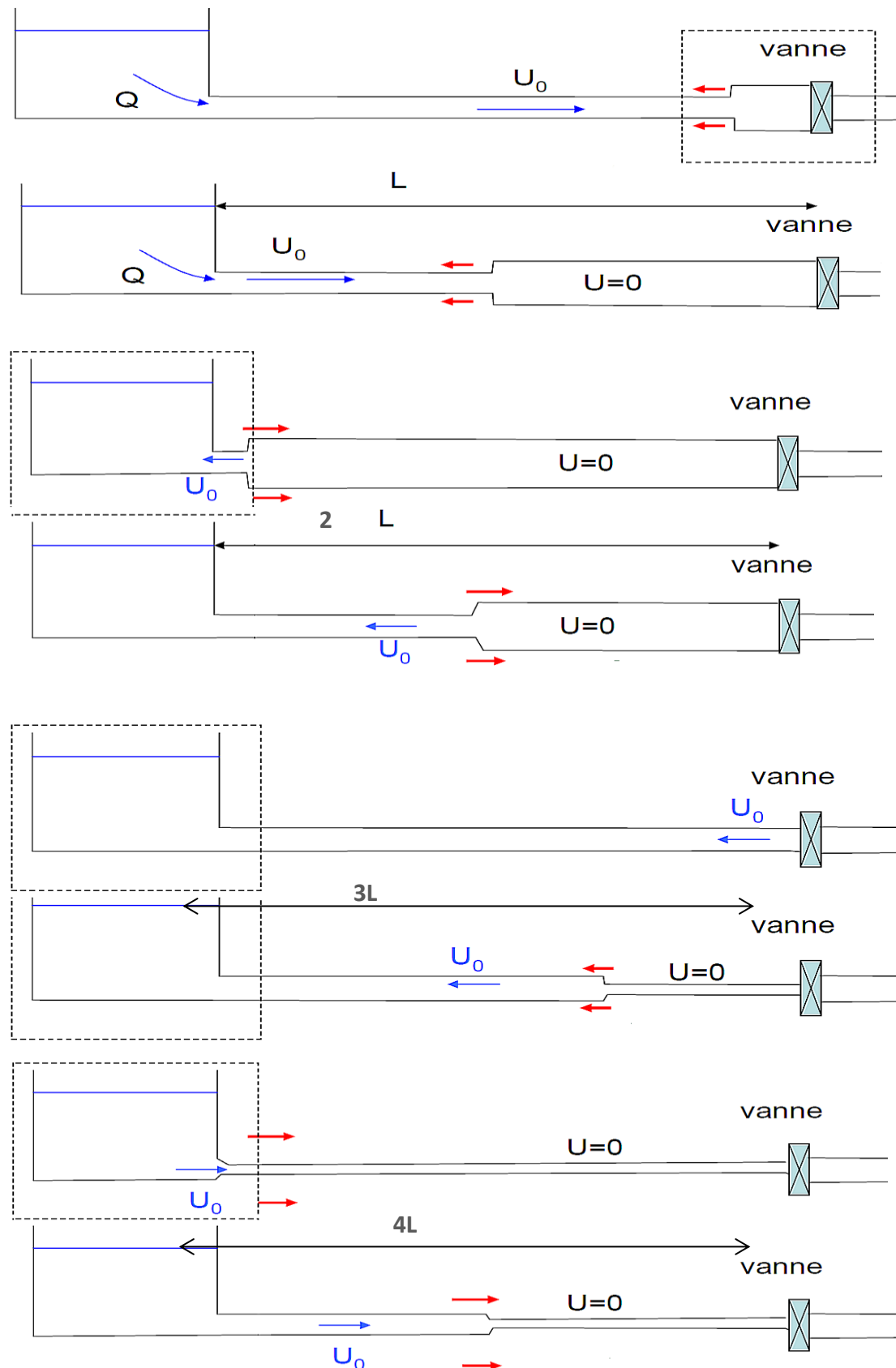
- L'instant initial  $t = 0$  est celui où la fermeture instantanée est réalisée. Juste avant cet instant la vitesse  $V$  du fluide est  $U$ :  $V = U$ .
- A la fermeture  $t = 0$ , la vitesse  $V$  s'annule à la section correspondant à la vanne de pied, mais elle ne s'annule pas simultanément dans toutes les sections de la conduite.
- La vitesse  $V$  s'annule aux sections successives vers l'amont (i.e. vers le réservoir) avec une célérité  $c$ .



**FigureVII-10** : dispositif simplifié favorable à l'apparition d'un coup de bélier

La figure 1 illustre la configuration où apparaît le coup de bélier: un réservoir est relié à une conduite longue sur laquelle est montée une vanne. Lorsque la vanne est ouverte, un régime permanent de débit constant  $Q_0$  est installé dans la conduite. Si l'on ferme rapidement la vanne, une surpression variable apparaît dans la conduite pendant une durée finie, génératrice d'ondes élastiques se propageant en elle.

Nous verrons que selon la vitesse avec laquelle la fermeture de la vanne est réalisée, on aura des régimes transitoires différents.



**Figure VII-11** : coup de bélier dans une conduite: étapes successives du champ de vitesse après fermeture de la vanne de pied.



Si s est une section où  $V = 0$ , entre s et la vanne de pied on a  $V = 0$ , mais entre s et le réservoir on a encore  $V = U$ .

Entre s et la vanne de pied où  $V = 0$ , la pression augmente à cause de la conservation de l'énergie le long des lignes de courant (relation de Bernoulli). Cette augmentation de pression va s'emmagasiner d'une part dans la compression du volume d'eau dans le tronçon considéré, et d'autre part dans la dilatation élastique de la paroi de la conduite sur ce même tronçon. Tout se passe comme si l'ensemble (eau + conduite) se comporte comme un ressort comprimé sous l'action de la surpression d'une masse d'eau.

- ✓ A l'instant  $t = L/c$ , le front d'onde atteint la surface libre en amont (c'est-à-dire la surface libre du réservoir). A la surface libre, l'onde se réfléchit et change de signe, donc elle devient une onde de dépression qui retourne dans la conduite: l'eau circule en retour avec la vitesse  $V = -U$ .
- ✓ A  $t = 2L/c$ , donc après le temps  $L/c$  depuis la première réflexion, l'onde de dépression rencontre la vanne de pied (restée fermée), et s'y réfléchit sans changer de signe. La pression diminue alors dans la conduite (toujours selon la relation de Bernoulli) et l'onde de dépression se dirige vers l'amont (le réservoir).
- ✓ A  $t = 3L/c$ , cette onde de dépression se réfléchit à la surface libre du réservoir en changeant de signe, ce qui donne une onde de compression qui retourne vers l'aval (la vanne de pied).

Et ainsi de suite. Ces alternances sont théoriquement infinies pour un fluide parfait, mais pour un fluide réel, les effets de frottement dus à la viscosité (pertes de charge) dissipent l'énergie et les ondes s'amortissent très rapidement.

### 2.8. Protection de la conduite gravitaire BE1-SR2

Pour la protection de la conduite gravitaire contre le phénomène du coup de bélier, on se contentera de la détermination du temps de fermeture de la dernière vanne sur cette conduite.

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

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.5 + 0.5 \frac{2}{0.014}}} = 904 \text{ m/s}$$

On calcule la valeur maximale de surpression

$$H_s = H_g + H_{\max} \quad \text{tel que}$$

$H_g$  : hauteur géométrie

$$\Delta H_{\max} = \pm \frac{a * V_0}{g} = \frac{904 * 2.29}{9.81} = 211.02 \text{ m}$$

$$H_s = 40.5 + 211.02 = 241.02$$

$$\rightarrow H_s = 241.02 \text{ m}$$

Le temps de retour de l'onde de déformation est régi par la formule :

$$t_r = \frac{2 * L}{a}$$

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

L : longueur de la conduite (m).

$$\text{A.N : } t_r = \frac{2 * 15400}{904} = 34 \text{ s}$$

On calcule la valeur maximale de la surpression par la formule de MICHAUD pour des différents temps de fermeture de la vanne ; 30s, 60s, 90s, 120s.

Tel que :

$$b = \frac{2 * L * V_0}{g * t}$$

t : temps de fermeture du robinet de vanne.

L : longueur entre la vanne et le réservoir tampon L=15400m.

V0 : vitesse d'écoulement en régime permanent V0= 2.48 m/s.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau VII .2 :

**TableauVII-2** : temps de fermeture en fonction de surpression maximale

Temps de fermeture $T_f$	Suppression maximale b +Hg (m)
30	240
60	120
90	78
180	40

L'objectif de ce calcul est de réduire au maximum la valeur du coup de bélier, de façon à ce que la surpression maximale soit supportable par la conduite, ceci dans le but de réduire au maximum l'épaisseur de la conduite, ce qu'implique une diminution sur coût de la conduite. La valeur de la surpression éliminée correspond à un temps de fermeture de la vanne.

A une tempe de 30s la valeur de la surpression maximale est de 25 Bar, pour avoir un réduire de la surpression maximale due au coupe de bélier à l'ordre de 12 bar, nous allons fait un réduction de temps de la fermeture de la conduite à une valeur de 60s.

### 2.8.1. Elaboration de la loi de manœuvre

Après avoir calculé le temps de fermeture du robinet vanne, on cherche alors à déterminer la loi de manœuvre qui régit la manipulation de ce dernier. La fermeture de la vanne suit une loi non linéaire, utilisant la formule de calcul des débits en fonction de la position de l'opercule,

pour cela on suppose que la vanne est comme un orifice caractérisé par un coefficient de débit  $C_d$  qui est fonction des pertes de charge singulières et d'une section variable  $S_i$ , on utilise donc la formule suivante :

$$Q_i = C_d * S_i * \sqrt{2 * g * (H_g + b)}$$

- $(H_g + b)$  : représente la hauteur géométrique + la valeur de la surpression max.
- $C_d = \varphi_i * \varepsilon$

$$\varphi_i = \frac{1}{\sqrt{1 + \xi}}$$

- Telles que :

→  $\varepsilon$ : coefficient de contraction supposé constant pris égale à 0,8.

→  $\xi_i$  : coefficient de perte de charge singulière qui est fonction du pas de fermeture du robinet vanne.

A partir des caractéristiques du dispositif, nous pouvons calculer les valeurs du débit pour chaque pas de fermeture.

Par la suite, nous pouvons déterminer la variation du débit en fonction du nombre de pas de fermeture qui est donné par la relation :

$$n = \frac{T_f}{\theta} \quad , \quad \theta = \frac{2 * L}{a}$$

En effet, chaque vanne est caractérisée par un nombre de pas du volant pour la fermeture complète. Ce nombre est fonction du temps de fermeture et du temps d'aller-retour de l'onde de surpression ce qui permet de calculer la variation du débit en fonction du nombre de pas de fermeture.

Une manière de réduire les surpressions dans une conduite consécutives à la fermeture d'une vanne de pied, consiste à transformer les ondes de pression dans la conduite par des oscillations en masse dans un dispositif connecté à la conduite. C'est la fonction de la cheminée d'équilibre: colonne verticale ouverte, avec une surface libre, connectée en dérivation à la conduite, en amont de la vanne de pied.

## 2.9. Protection de la conduite de refoulement SP2-Galerie

### 2.9.1. Calcul du réservoir 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.

### 2.9.1.1. Méthode de calcul de Vibert [DUP]

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

$$\Delta H_{\max} = \pm \frac{a * V_0}{g}$$

➤ La surpression :  $H_s = H_g + H_{\max}$

➤ La dépression :  $H_d = H_g - H_{\max}$

$V_0$  : Vitesse d'écoulement en régime normal (m/s) ;  $V_0 = 1.47$  m/s.

$g$  : Accélération de la pesanteur (9.81 m/s<sup>2</sup>)

$a$  : Célérité en (m/s).

$H_g$  : La hauteur géométrique (m).  $H_g = 270.5$ m

$D$  : diamètre de la conduite de refoulement.  $D = 2500$  mm.

On calcule la célérité par la formule d'Allievi :  $a = \frac{9900}{\sqrt{(48,5 + 0,5 \frac{D}{e})}}$

A.N :  $a = \frac{9900}{\sqrt{(48,5 + 0,5 \frac{2500}{14})}} \rightarrow a = 843.27$  m/s

La charge tenant compte du coup de bélier :

$$Z_{\max} = H_g + \frac{a * V_0}{g} + 10$$

$$Z_{\max} = 276.5 + \frac{843.27 * 1.47}{9.81} + 10$$

$$Z_{\max} = 412.86 \text{ m.}$$

La charge statique absolue :

$$Z_0 = H_g + 10 = 276.5 + 10$$

$$Z_0 = 286.5 \text{ m.}$$

On aura donc :

$$\frac{Z_{\max}}{Z_0} = \frac{412.86}{286.5} = 1.44$$

$$h_0 = \frac{V_0^2}{2g} = 0.11 \rightarrow \frac{h_0}{Z_0} = 3.84 * 10^{-4}$$

A partir de l'abaque de Vibert, on obtient :

$$\triangleright \frac{U_0}{L \cdot S} = 6 \cdot 10^{-3} \quad , \quad \frac{Z_{\min}}{Z_0} = 0.72$$

Alors :

$$U_0 = L \cdot S \cdot 6 \cdot 10^{-3}$$

$$U_0 = 15400 \cdot 4.9 \cdot 6 \cdot 10^{-3} = 452.57 \text{m}^3$$

$$U_0 \cdot Z_0 = U_{\max} Z_{\min} \rightarrow U_{\max} = \frac{U_0 Z_0}{Z_{\min}}$$

$$U_{\max} = \frac{452.57}{0.72} = 628.57 \text{m}^3.$$

La valeur de volume de réservoir d'air est très grande, on propose de mettre d'autre dispositif en parallèle avec le réservoir (ventouse, soupape de décharge, ...) pour réduire ce volume-là. A partir de ces résultats on constate que la méthode de Vibert donne des bons résultats pour les petites installations et risque de donner des volumes de réservoirs d'air, important dans le cas de grandes installations.

pour protégé la partie de refoulement de notre projet, il faut avoir des moyennes technologie (logiciel des calcule de coupe de bélier).

### 3. Modélisation des circuits pour l'arête d'une pompe

#### 3.1. Les données de base

Les caractéristiques de l'adduction de refoulement sont représentées dans le tableau suivant:

**Tableau VII-3:** Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement.

N° De station	Type de matériau	Q (m <sup>3</sup> /s)	D (mm)	S (m <sup>2</sup> )	V (m/s)	L (m)	Hg (m)	K	C (m/s)
SP1-SR1	acier	7.2	2000	2.54	2.29	140	55.5	0.5	1000
SR1-entrée de la galerie	acier	7.2	2500	2.54	1.47	1390	270.5	0.5	
SP2- BE1	acier	7.2	2500	2.54	1.47	13490	230.5	0.5	
SR2-SR3	acier	7.2	2500	2.54	1.47	7946	215	0.5	
SR3-BE2	acier	7.2	2500	2.54	1.47	3996	205	0.5	

Le transfert sera divisé en quatre (4) circuits sont considérés comme indépendants, hydrauliquement, pour les études de régimes transitoires des circuits en charge on a les circuits suivants :

- ✓ Circuit N°1 : SR1 / entrée galerie
- ✓ Circuit N°2 : SP2 / BE1
- ✓ Circuit N°3 : SR2 / SR3
- ✓ Circuit N°4 : SR3 / BE2

Chacun des 4 circuits est modélisé de la manière suivante :

Les niveaux des bassins d'aspiration de chaque station de pompage sont supposés constants et les groupes de pompage seront schématisés par une seule pompe équivalente aux 5 pompes (pompes identiques à une vitesse de rotation égale à 993 tr/min avec un rendement de 0.86, d'un débit de  $7.2\text{m}^3/\text{s}$  et de hauteur manométrique nominale  $H_n$ ).

**Tableau VII-4:** valeur de définition du bassin d'aspiration et de pompes

Pompes	Circuit N°1	Circuit N°2	Circuit N°3	Circuit N°4
Niveau amont (mNGA)	276.5	577.5	747	959
Niveau aval (mNGA)	602.5	775	959	1182
Pertes de charge (mCE)	3.6	29.38	17.22	9.63
H (mCE)	274.1	259.89	232.22	214.63
Débit total des 5 pompes ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	7.2	7.2	7.2	7.2
Puissance nominale (kW)	22776.63	19313.75	18212.43	20802.84

### 3.2. Tuyauterie de refoulement

La tuyauterie de refoulement est modélisée en plusieurs tronçons, permettant de décrire le profil du circuit avec ses principaux points hauts et points bas.

Comme dans toute simulation hydraulique, dans le cadre d'une étude sur un réseau complet et dans le but de simplifier le calcul, il n'est pas nécessaire de conserver tous les nœuds et tronçons. On veillera à conserver les nœuds et les tronçons importants, du point de vue du phénomène transitoire,

La vitesse de propagation de l'onde, dépendante du type de canalisation choisit DN1800 avec une épaisseur uniforme de 14 mm et une nuance d'acier de 360 MPa pour le refoulement, sera prise  $a = 1\,000\text{ m/s}$ .

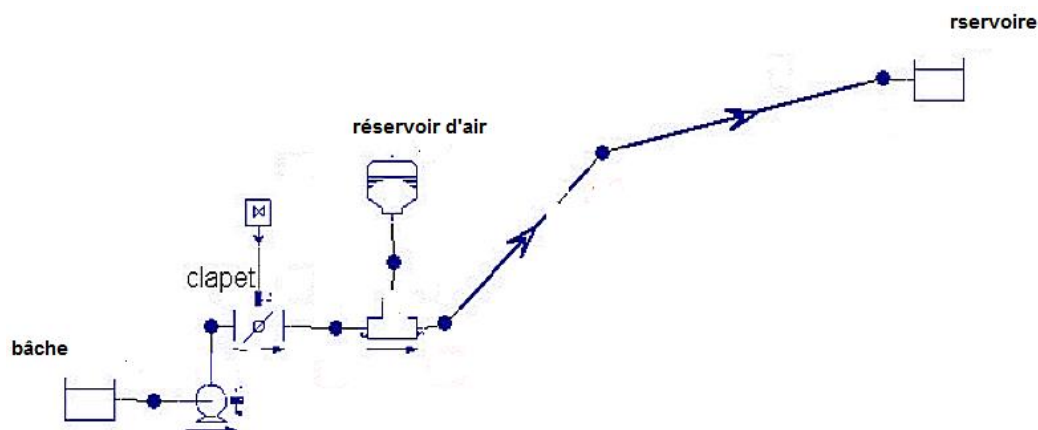
Le tableau suivant représente les différentes caractéristiques de la distance et de la cote de chaque circuit :

**Tableau VII-5 :** les différentes caractéristiques de la distance et de la cote de chaque circuit.

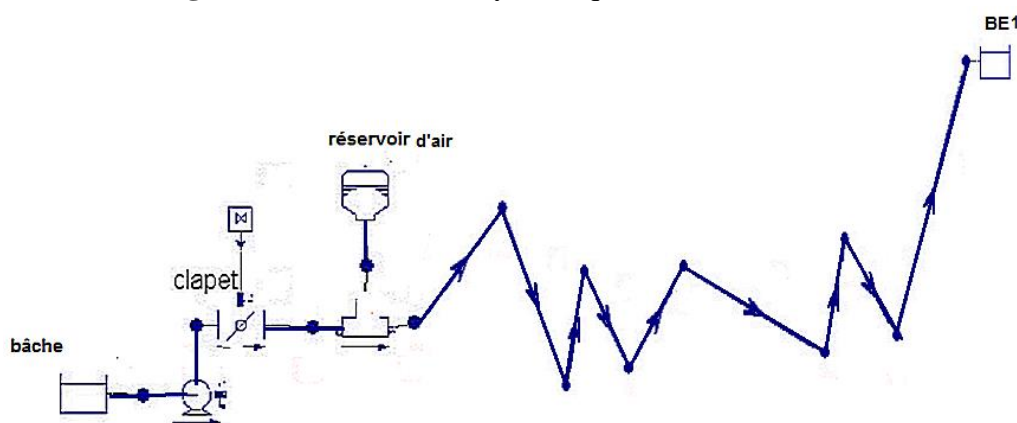
tronçon	circuit n°1 SR1 /G		circuit n°2 SP2-BE1	
	Z nœud (m)	Distance (m)	Z nœud (m)	Distance (m)
	328.28	0	570.5	0
1	508	840	579	400.64
2	600	579.47	547.79	563.08
3			595.49	1272.6
4			548.02	641.22
5			617.88	1179.16
6			507.41	1543.76
7			583.5	1416.52
8			532.53	4229.66
9			769.77	2290.36

**Remarque :** les deux circuits (circuit n°3, circuit n°4) dans le mémoire de master

### 3.3. Schéma hydraulique des circuits



**Figure VII-12 :** schéma hydraulique circuit n°1 SP1 /G



**Figure VII-13 :** schéma hydraulique circuit n°2 SP2 /BE1

### 3.4. Présentation du logiciel Cebelmail [MAO]

Cebelmail est un logiciel de modélisation des phénomènes transitoires par la méthode des caractéristiques causées par une large gamme de composants. Le logiciel a été développé dans les années 80 par une équipe du CEMAGREF, notamment par Maurice MEUNIER, auteur de l'ouvrage "les coups de béliers et la protection des réseaux d'eau sous pression", puis traduit du FORTRON au C++ et amélioré par la société DIADEME en 1993.

Les potentialités de modélisation du logiciel sont multiples :

- ❖ Simplicité de la gestion des réseaux par une combinaison de nœuds et d'arcs;
- ❖ Analyse des régimes transitoires par la méthode des caractéristiques;
- ❖ Traitement des réseaux ramifiés et maillés;
- ❖ Modélisation en transitoire des pompes, vannes de régulation, soupapes de décharge, cheminées d'équilibre et réservoirs d'air;
- ❖ Analyse de la cavitation/séparation de liquide.

#### 3.4.1. Hypothèses de calcul

La résolution des équations caractéristiques s'effectue par pas de temps sur une durée limitée par l'utilisateur et reposant sur les hypothèses suivantes :

- Ecoulement d'un liquide unidimensionnel ;
- Pas de réactions chimiques ;
- La vitesse de propagation de l'onde reste constante pendant le régime transitoire ;
- Fluide newtonien.

#### 3.4.2. Paramètres essentiels de la modélisation

- La représentation respectueuse du profil de la conduite avec ses points hauts, ses points bas, les nœuds correspondant aux changements importants de pente et aussi ceux sur lesquels sont placés des équipements ;
- La schématisation du réseau de façon à retenir que les nœuds et tronçons importants. Il en résultera une simplification des calculs et une réduction du temps d'exécution significative ;
- Bien définir les extrémités des conduites (niveaux des réservoirs, ouvertures libres, bouts morts...);
- La représentation fidèle du fonctionnement et des caractéristiques des équipements suivant les données proposées par le logiciel.

### 3.5. Circuit SR1- entrée de la galerie

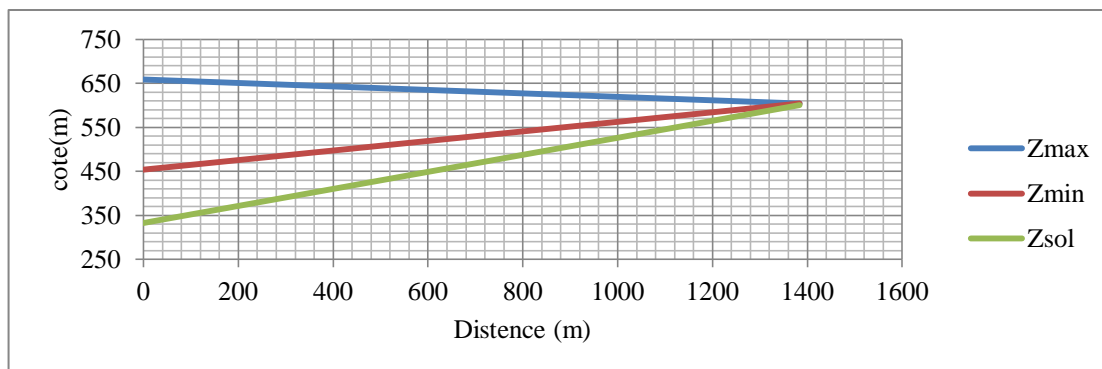
Considérons notre système de pompage sans protection, La vanne clapet située à l'amont du système est fermée immédiatement, la simulation par le logiciel nous donne les résultats suivant :

Le tableau suivant qui représente les cotes de la ligne de pression et de dépression ainsi que la cote de terrain



**Tableau VII-6 :** caractéristique de déférente cote des lignes de pression

Distance	$Z_{max}$	$Z_{min}$	$Z_{sol}$	$Z_{min} - Z_{sol}$
0	659.17	454.30	333	121.30
1383.47	604.00	604	600	3.99



**Figure VII-14 :** Courbes enveloppes des pressions

On constate à partir de la figure VI.14, il n’y a pas de surpression et de dépression le long de la conduite de refoulement dans ce tronçon. Il est donc n’y pas nécessaire de prévoir des dispositifs de protection au niveau de ce tronçon.

La pression maximum dans la conduite de refoulement est de 300 m.CE relatifs, ce qui est compatible avec les caractéristiques des tuyauteries qui déjà choisir.

**Remarque**

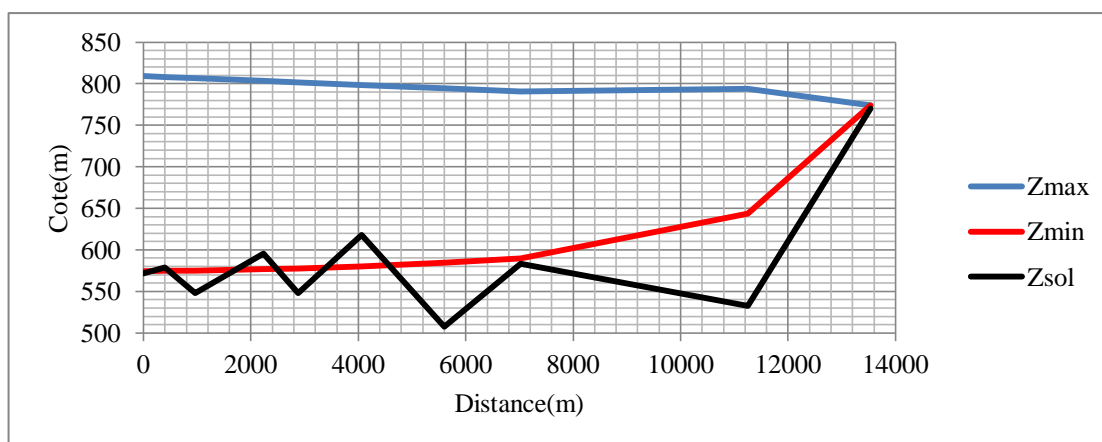
Le dispositif de réservoir d’air dans chaque station de pompage, il est importante, même s’il n’existe pas de pression ou de dépression, pour mettre notre système toujours en sécurité en cas particule d’un arrête brusque ou l’autre dispositif ne fonction plus, donc le réservoir d’aire joue un rôle très important sur la durée de vie de notre system.

**3.6. Circuit SP1-BE1 sans protection**

Le tableau suivant qui représente les cotes de la ligne de pression et de dépression ainsi que la cote de terrain.

**Tableau VII-7 :** caractéristique de déférente cote des lignes de pression

Distance	$Z_{max}$	$Z_{min}$	$Z_{sol}$	$Z_{min} - Z_{sol}$
0	808.96	574.31	571.5	2.81
400.64	807.93	574.71	579	-4.29
963.72	806.47	575.06	547.79	27.27
2236.32	803.19	576.59	595.49	-18.89
2877.54	801.53	577.69	548.02	29.67
4056.7	798.49	580.32	617.88	-37.55
5600.46	794.50	584.46	507.41	77.05
7016.98	790.84	589.74	583.5	6.24
11246.64	793.62	643.49	532.53	110.96
13537	774.01	774.00	769.77	4.24



**Figure VII-15 : Courbes enveloppes des pressions**

On constate à partir de la figure VI.15, il n’y a pas de surpression et de dépression à l’aval de système de pompage, il y a de dépression au nœud « 2 » de l’ordre de -5 m.CE et au nœud « 3 » de l’ordre de -20 m.CE et de -38m.CE au nœud «6» respectivement. Il est donc nécessaire de prévoir des dispositifs de protection au niveau de ces nœuds.

La pression maximum dans la conduite de refoulement est de 280 m.CE relatifs, ce qui est compatible avec les caractéristiques des tuyauteries qui déjà choisir

Afin de réduire la dépression sur cette ligne de refoulement, nous somme essayer de disposé d’une ventouse aux niveaux des nœuds de dépression avec un diamètre déterminé, Le choix des dimensions de la ventouse se fait par calculs successifs jusqu’à obtenir une courbe enveloppe des pressions incluse dans la courbe enveloppe des pressions admissibles. Une fois les dimensions définies, un deuxième calcul doit être réalisé sur une durée de calcul plus longue comme dans le cas des calculs de vérification de protection existante.

Ces ventouses automatiques, en dehors de la suppression des poches d’air en fonctionnement normal, permettent également l’évacuation de l’air lors de la mise en eau de la canalisation et, réciproquement, l’admission de l’air lors de la vidange provoquée de la canalisation, ce qui permet d’éviter la mise en dépression de cette dernière. On opte pour les ventouses à trois fonctions de diamètre 250mm.

### 3.6.1. Résultats des calculs

La simulation sur le logiciel nous donne les résultats suivants :

**Tableau VII-8 : caractéristique de déférentes lignes de pression**

Distance	$Z_{max}$	$Z_{min}$	$Z_{sol}$	$Z_{min} - Z_{sol}$
0	808.96	587.03	571.5	15.53
400.64	807.93	589.15	579	10.15
963.72	806.47	592.29	547.79	44.5
2236.32	803.19	600.67	595.49	5.18
2877.54	801.53	605.03	548.02	57.01
4056.7	798.49	617.80	617.88	-0.07
5600.46	794.50	614.80	507.41	107.39
7016.98	790.84	613.73	583.5	30.23
11246.64	793.62	643.49	532.53	110.96
13537	774.01	774.00	769.77	4.23

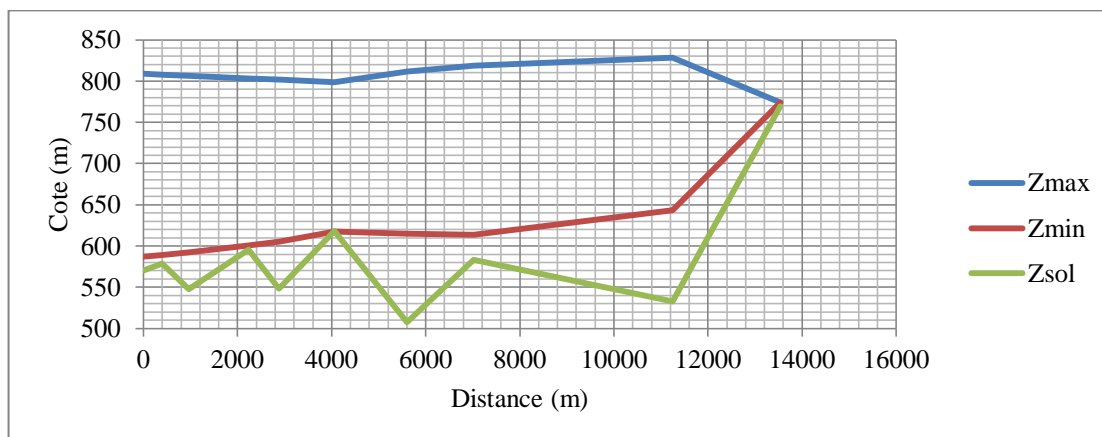


Figure VII-16 : Courbes enveloppes des pressions avec protection par ventouse

### 3.6.2. Analyse des résultats

A partir de ces résultats (figure VI.16), on constate que la pression maximum dans la conduite de refoulement est environ de 304 m.CE relatifs, ce qui est compatible avec les caractéristiques des tuyauteries qui déjà choisir. Il n'existe aucune dépression le long de la conduite sauf au nœud 6. On remarque une valeur de dépression très petite qui n'a pas d'influence sur notre conduite car nous somme travailler à la pression atmosphérique c'est-à-dire au-dessus de terrain naturelle pour la sécurité c'est on descendre de 1m au-dessous de terrain naturel la dépression n'existe plus.

La fermeture de la ventouse est à prendre en considération. Le retard à la fermeture est souvent bien plus important (plusieurs dixièmes de seconde) que le retard à l'ouverture. Ce retard peut occasionner des régimes transitoires. On propose des ventouses à fermeture contrôlée à la fin de la purge. Il faut tenir compte de la présence de cette fonctionnalité. Dans tous les cas, il faudra poursuivre les simulations au-delà de la fermeture des ventouses, afin de bien englober ces phénomènes de fin de purge.

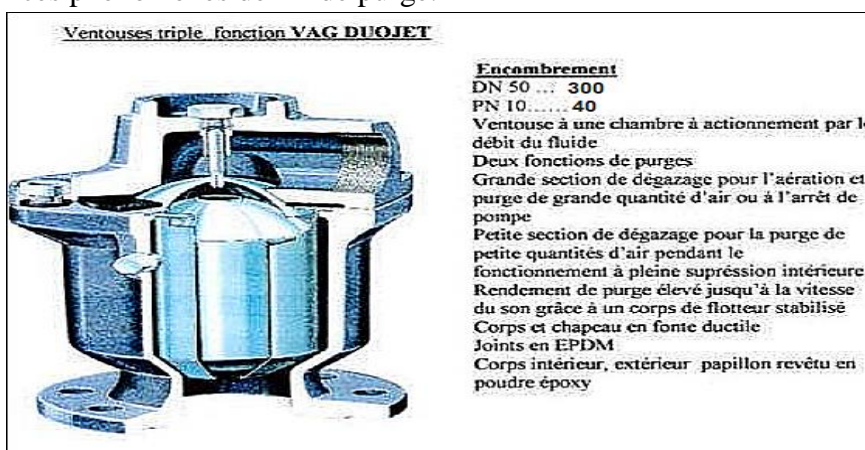


Figure VII-17 : ventouse triple fonction

### **Conclusion**

Les adductions sont des projets qui nécessitent de gros investissements pour leurs réalisations, vu l'importance des ouvrages à installer, La fermeture brusque d'une vanne provoque une alternance des surpressions et des dépressions susceptibles d'entraîner la rupture des tuyaux

Dans ce chapitre, nous avons illustrés les différents dispositifs de protection que peut subir notre adduction, et nous avons essayé de protéger les conduites d'adductions contre les différents agents dégradants (la corrosion externe et le coup de bélier).

---

**Chapitre VIII****Pose des conduites****Introduction**

La pose de canalisation est une opération délicate influée directement sur la durée de vie, les conditions et les coûts d'entretien dont un élément mal posé peut entraîner un mauvais fonctionnement du système dans son ensemble.

Il importe donc que la pose des conduites avec méthode, en respectant les règles qui garantissent un service sans défaillance, quelles que soit les conditions initiales d'environnement et du marché de réseau.

**1. Principe de pose des canalisations [SAL]**

Le principe de pose de la canalisation est pratiquement le même pour toutes les conduites. Par contre le mode de pose varie d'un terrain à l'autre, ceci dans le but de diminuer l'effet des différentes contraintes agissant sur la canalisation.

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

**2. Les actions reçus par les conduites**

Les conduites enterrées sont soumises à des actions qui sont les suivantes :

- La pression verticale due au remblai.
- La pression résultant des charges roulantes.
- La pression résultant des charges permanentes de surface.
- La pression hydrostatique extérieure due à la présence éventuelle d'une nappe phréatique.
- Le poids propre de l'eau véhiculée.
- Le tassement différentiel du terrain.
- Les chocs lors de la mise en œuvre.
- Action des racines des arbres.

### 3. Excavation des tranchées

Selon les caractéristiques du terrain l'excavation sera réalisée mécaniquement la profondeur minimale de la tranchée à excaver vérifier les conditions suivant :

- ✓ Garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs.
- ✓ Ne pas gêner le travail de la terre (exploitation).
- ✓ Protéger la canalisation contre le gel.
- ✓ L'excavation des tranchées s'effectue par tronçon successive en commençant par les points hauts pour assurer s'il y lieu l'écoulement naturel des eaux d'infiltrations.

Donc l'excavation nécessite la détermination de plusieurs paramètres tels que :

- La profondeur de la tranchée (H) ;
- La longueur de la tranchée (b) ;
- Distance de la cavalière.

### 4. calcul de la profondeur de tranchée

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite .Elle est donnée par la relation suivante :

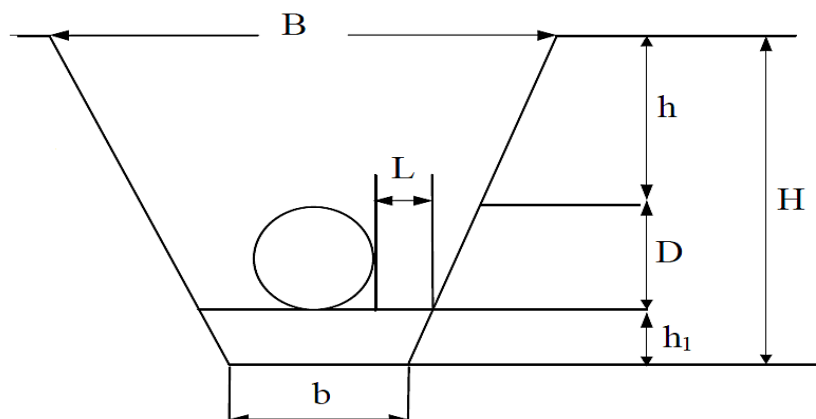
$$H = D + h + h_1 \quad (\text{VIII-1})$$

H : Profondeur de la tranchée (m).

D : Diamètre de la conduite (m).

h : Hauteur de la génératrice supérieure de la conduite à la surface du sol.

$h_1$  : Épaisseur du lit de pose (m).



**Figure VIII-1** : coupe en travers d'une conduite

### 5. Calcul de la largeur de tranchée

La largeur du fond de tranchée est obtenue par la formule :

$$b = (L * 2) + \varnothing \quad (\text{VIII-2})$$

Où :

b : Largeur de la tranchée (m);

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

L : la distance entre la conduite et le fruit de talus = 0.5m

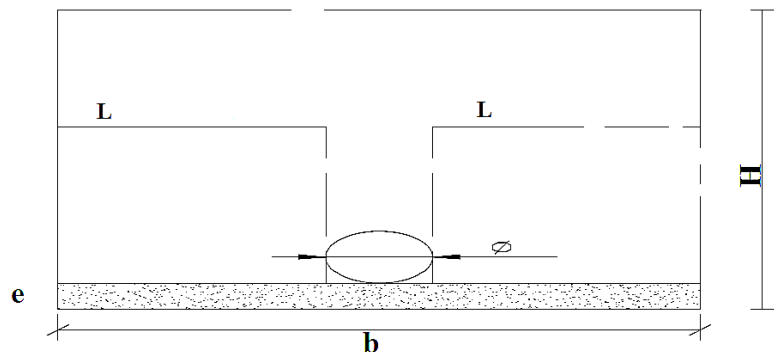


Figure VIII-2 : coupe en travers d'une conduite

### 6. Aménagement du lit de sable

Le lit de pose a pour fonction première d'assurer une répartition uniforme des charges sur la zone d'appui, il y a donc lieu de poser les tuyaux de manière à ce qu'il n'y ait ni appui linéaire, ni appui ponctuel. Avant la pose des conduites on procède aux opérations suivant :

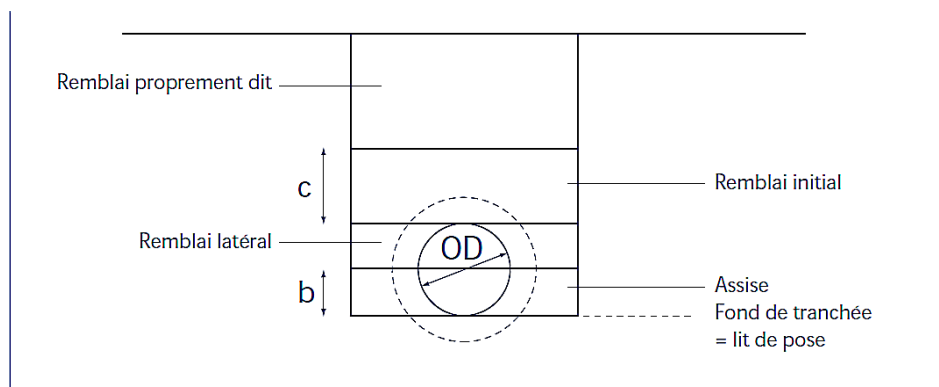
- ✓ Eliminer les grosses pierres sur les talus de la tranchée.
- ✓ Respecter les côtes du profil en long.
- ✓ Nivelier soigneusement le fond de la tranchée.
- ✓ Etablir une suite le fond de la fouille en confectionnant un lit de pose (Sable).

### 7. Exécution du lit de pose

#### 7.1. Pose sur le sol naturel en fond de tranchée

Lorsque le fond de tranchée naturel est stable et constitué d'un sol homogène suffisamment meuble et à granularité assez fine (sable, matériau peu cohésif), les tuyaux peuvent être posés directement sur ce type de sol pour autant que l'on puisse travailler à sec.

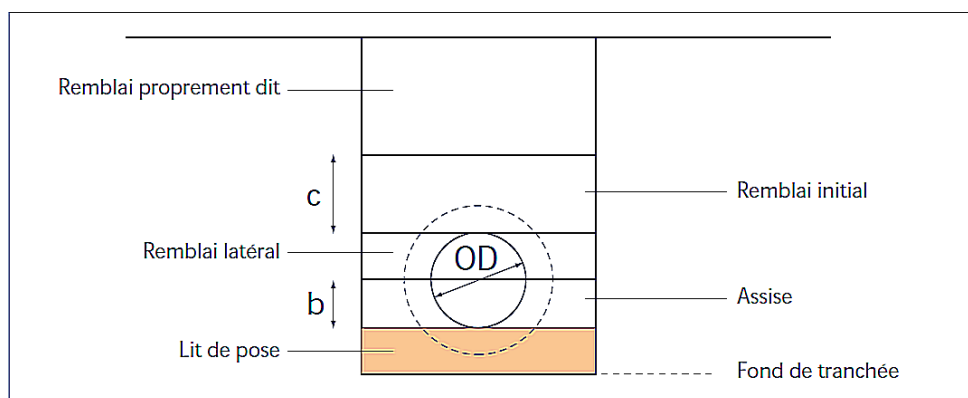
Dans ce cas, le fond de tranchée constitue le lit de pose.



**Figure VIII-3:** Pose en fond de tranchée

### 7.2. Pose sur un matériau d'apport

Si le fond de tranchée ne convient pas à la pose (par exemple un sol rocheux, etc.), le sol en place est remplacé par un matériau d'apport qui constitue le lit de pose et qui a pour but de bien répartir les charges (poids propre, remblai, trafic, etc.) sur toute la longueur du tuyau.



**Figure VIII-4 :** Pose sur un matériau d'apport

Les matériaux utilisés pour le lit de pose dépendent de la stabilité des terrains rencontrés et des contraintes mécaniques. Les matériaux gelés ne peuvent être employés.

Le lit de pose peut être constitué d'un matériau de remblai rendu propre à cet effet, de sable ou de sable ciment. Sauf mention contraire dans les documents d'adjudication, le lit de pose est réalisé avec du sable.

### 7.3. Constructions des regards

Les regards sont généralement de forme carrée dont les dimensions varient en fonction des collecteurs. La profondeur et l'épaisseur varient d'un regard à un autre.





**Figure VIII-5** : construction des regards

#### 7.4. Pose en aérien

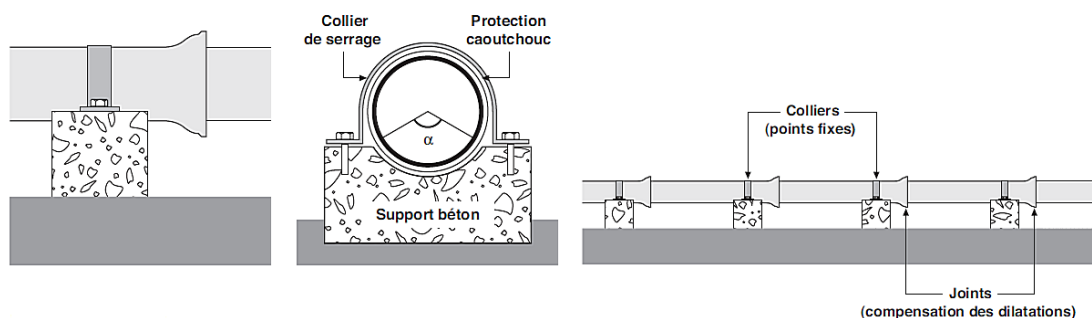
Poser en aérien une canalisation constituée d'éléments emboîtés consiste à résoudre le supportage, l'absorption des dilatations thermiques et l'ancrage des éléments soumis aux poussées hydrauliques.

Lors de pose de canalisations en aérien, les éléments suivants doivent être prévus:

- un support par tuyau,
- un berceau d'appui ( $\alpha = 120^\circ$ ),
- un collier de fixation équipé d'une protection en élastomère.

Chaque élément soumis à une poussée hydraulique (coudes, tés, cônes) doit être stabilisé par un massif d'ancrage voir la figure VIII.6.

Des changements de direction à grand rayon de courbure peuvent être réalisés par simple déviation des joints.



**Figure VIII-6** : pose de canalisations en aérien

#### 7.5. Traversée des Oueds

La pose de canalisation à la traversée d'un oued demande certains travaux spécial en fonction de l'état de la traversé. L'existence d'un pont-route suivra également de support de la

canalisation .Dans le cas où le pont-route n'existe pas (comme notre projet), on va choisir le traversé les oueds.

Le franchissement des oueds est assuré par l'implantation des galeries au niveau de lit d'oued. Les galeries seront dimensionnées d'une manière à supporter les charges appliquées par la conduite et l'eau de l'oued.



**Figure VIII-7 : traversé d'un oued**

## **8. Préparation des tuyaux à poser**

Avant de procéder à la pose d'un tuyau, il convient de s'assurer que, durant le bardage et autres manipulations (transport, stockage, etc.):

- ❖ le tuyau et ses extrémités n'ont pas subi de dommages;
- ❖ le joint est toujours en place et n'a pas été abîmé.

Il est interdit de poser des tuyaux fissurés, des tuyaux présentant des défauts au collet ou à l'about mâle ou encore dont la bague en caoutchouc est endommagée.

Les zones suspectes doivent être abondamment mouillées pour que toute fissure d'extrémité, épaufrure ou autre, soit détectée. Les tuyaux endommagés doivent être clairement marqués afin d'éviter d'être posés avant que les mesures nécessaires soient prises.

Les irrégularités ou rayures mineures pouvant affecter l'étanchéité du joint doivent être éliminées par un ponçage soigné ne provoquant pas de méplat local. Si ces défauts sont trop prononcés, l'extrémité du tuyau doit être résinée.

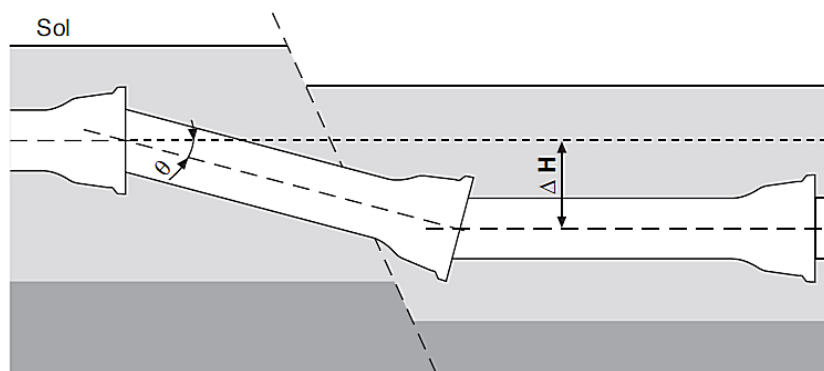
### **8.1. Coupe des tuyaux**

Lorsqu'il sera nécessaire de couper les tuyaux pour permettre un positionnement exact des raccords ou constituer des pièces de fermeture, ceux-ci ne seront pas coupés avant que les éléments constitutifs adjacents n'aient été montés de façon que la longueur de tuyau requise

puisse être mesurée avec précision. On déterminera la longueur de tuyau à couper, ainsi que l'angle et la forme de coupe. La coupe sera faite avec des outils ou des coupes tubes convenant au type et au diamètre du tube à couper. Le chanfrein et le méplat des extrémités coupées seront façonnés pour obtenir un profil identique à celui du joint et toute partie de l'enveloppe du revêtement extérieur ou du revêtement intérieur endommagé sera reconstituée.

## 8.2. Mise en œuvre des tuyaux [SAI]

Le tracé d'une canalisation peut comporter des terrains inconsistants ou instables (zones marécageuses, affaissements par pompage d'eaux souterraines, terrains miniers, consolidations de remblais routiers, ...). Lorsqu'un mouvement de terrain se produit, les canalisations doivent pouvoir suivre les déformations imposées par les masses des terres en mouvement, au lieu de résister à des contraintes mécaniques souvent considérables. Les joints à emboîtements constituent des points de tension nulle et de flexion nulle à l'intérieur de leur plage de déviation angulaire.



**Figure VIII-8** : déformations imposées par les masses des terres en mouvement

Affaissement:

$$\Delta H = l \operatorname{tg} \theta \quad (\text{VIII-3})$$

Glissement axial:

$$\Delta l = (\Delta H^2 + l^2)^{1/2} - l \quad (\text{VIII-4})$$

$l$  : Longueur du tuyau (en m)

$\theta$  : Déviation angulaire admissible

### 8.2.1. Affaissement admissible

La canalisation se déforme comme le terrain jusqu'à des limites qui sont celles du non-déboîtement, en fonction du jeu admissible au niveau des emboîtures.

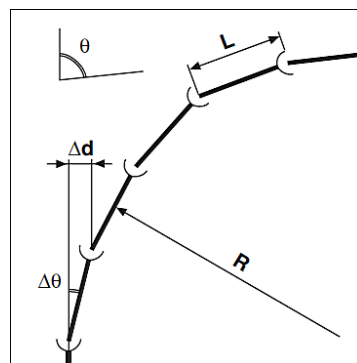
Dans le cas d'affaissements occasionnant des allongements importants, une solution peut consister à verrouiller les joints et à récupérer cet allongement sur des manchons placés aux frontières entre les zones stables et instables.

### 8.2.2. Déviation angulaire admissible

Les joints à emboîtement admettent une certaine déviation angulaire. Cette déviation permet de créer des courbes à grand rayon dans la conduite, sans utiliser de raccords.

Certaines courbes à grand rayon peuvent être facilement réalisées par des déviations successives des joints à emboîtement.

Dans ce cas, l'emboîtement des tuyaux doit être conduit à partir de tuyaux parfaitement alignés, horizontalement et verticalement. La déviation ne doit être réalisée que lorsque le montage du joint est complètement achevé.



**Figure VIII-9** : Déviation angulaire admissible

Rayon de courbure:

$$R = \frac{L}{2 \sin \frac{\Delta\theta}{2}} \quad (\text{VIII-5})$$

Nombre de tuyaux nécessaires pour un changement de direction:

$$N = \frac{\theta}{\Delta\theta} \quad (\text{VIII-6})$$

Longueur du changement de direction:

$$C = N \times L \quad (\text{VIII-7})$$

Ou:

$\Delta d$ : Déplacement du tuyau (m).

L: Longueur tuyau (m).

$\theta$ : Angle de changement de direction (°).

$\Delta\theta$ : Déviation du joint ( $^{\circ}$ ).

C: Longueur du changement de direction (m)

Le tableau suivant représente les caractéristiques de déviation angulaire de diamètres différents à la pose pour joints.

**Tableau VIII-1** : Déviation angulaire admise à la pose pour joints:

DN mm	Déviation admise à m	Longueur des m	Rayon de courbure m	Déplacement cm
1100 à 1200	4 $^{\circ}$	8	115	56
1400 à 1600	3 $^{\circ}$	8	153	42
1800	2.5 $^{\circ}$	8	183	35
2000	2 $^{\circ}$	8	229	28

## 9. Verrouillage d'une canalisation

Les canalisations transportant des liquides sous pression peuvent à certains endroits (changements de direction, réductions, présence de vannes de sectionnement, fin de conduite, etc.) être soumises à des forces hydrauliques. Ces forces peuvent être telles qu'elles tendent à déboîter les jonctions et nécessitent de ce fait le verrouillage de différents éléments constitutifs de la canalisation ou leur maintien à l'aide de massifs de butée.

### 9.1. Butées

L'utilisation de massifs de butée en béton est une technique utilisée pour reprendre les efforts de poussée hydraulique d'une canalisation à emboîtements sous pression.

Différents types de massifs en béton peuvent être conçus selon la configuration de la canalisation, la résistance et la nature du sol, la présence ou non de nappe phréatique.

En pratique, les massifs bétons sont calculés en tenant compte des forces de frottement et de la résistance d'appui sur le terrain.

Les volumes des butées sont calculés selon la formule suivante :

$$F = K + P + S \quad (\text{VIII-8})$$

F : la poussée exprimée en da N ;

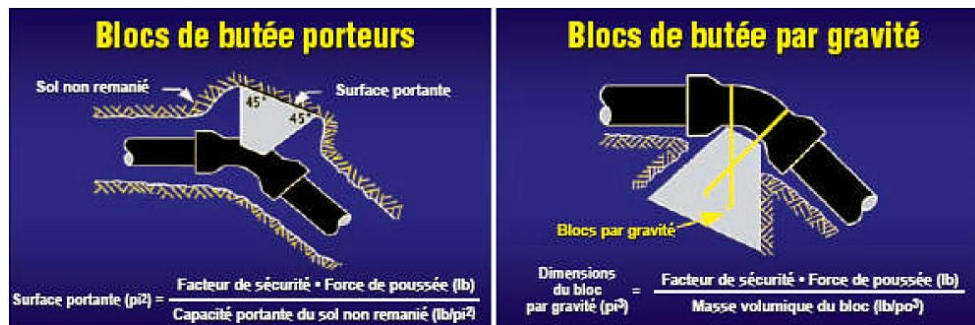
P : la pression hydraulique d'essai exprimé en bar ;

S : la surface externe du tuyau exprimé en cm $^2$  ;

K : le coefficient dont la valeur est fonction du sinus du demi-angle (x) entre les deux conduites (tableau VIII-2)

**Tableau VIII-2** : les valeurs de K

Sur les coudes à 90° (1/4)	K=1.414
Sur les coudes à 45° (1/8)	K=0.766
Sur les coudes à 22°30 (1/16)	K=0.390
Sur les coudes à 11°15 (1/23)	K=0.196



**Figure VIII-10** : Les butées (Guide DIPRA)

**Conclusion**

Ce chapitre nous a permis de savoir comment faire les travaux pour réaliser une adduction en eau sur un chantier dans les meilleures conditions et le bon fonctionnement.

## Conclusion générale

---

### Conclusion générale

Le stage au sein de l'entreprise agence nationale du barrage et de transfert (ANBT) été très formateur, Ce stage devait nous aider à l'étude du système de transfert interbassin Sétif-Hodna, à partir de définir plusieurs (disciplines) tel que la géologie, la topographie, les machines hydrauliques, l'étude technico-économique et analyse du coup de bélier. Ceci nous a permis d'élargir notre champ de connaissance et de concevoir une étude multidisciplinaire.

Une fois ce travail effectué, il s'en est suivi un processus de dimensionnement du système de transfert, et tout spécialement la partie conduite, essentielle à la comparaison technico-économique des variantes retenues. Une attention particulière a été accordée au critère de vitesse d'écoulement dans les conduites ayant une influence directe sur l'amplitude des régimes transitoires et de l'érosion interne des matériaux.

Le dimensionnement des stations de pompage ce fait à l'aide logiciel KSB qui déterminé le type de pompes nécessaires à la variante choisie, tout en présentant l'ensemble des composants des stations. Le pompage d'une eau brute à partir de la retenue Tabellout avec un fort marnage nous a conduit à adopter un des groupes de pompage d'exhaure installée dans un bâtiment d'une forme cylindrique, émergée barrage.

En dernière étape la protection et la pose de la canalisation de ce réseau est pris en considération pour augmenter la durée de la vie de ce dernier, elle consiste à faire : une protection contre le phénomène de la corrosion par la méthode cathodique ainsi que l'analyse des régimes transitoires. Permis d'aboutir à un choix de protections adéquat pour chaque tronçon du transfert et ce, à l'aide du logiciel Cebelmail basé sur la méthode des caractéristiques, sécurisant ainsi les installations.

## Références Bibliographiques

---

### Références Bibliographiques

Association Générale des Hygiénistes et Techniciens Municipaux, Les stations de pompage d'eau, Lavoisier-tec & doc, 1991.

Bergeron L., Du coup de bélier en hydraulique au coup de foudre en électricité, Méthode graphique générale. Dunod, Paris, 1949.

Djani née S., Etude du régime transitoire par la méthode des caractéristiques avec analyse d'erreurs, thèse magister, ENP 2008.

Dupont A., Hydraulique urbaine, Tome II, ouvrages de transport, élévation et distribution des eaux. Eyrolles, 1979.

ESHA, Petite Hydroélectricité, Guide Technique Pour la Réalisation De Projet, 2005.

Idelcik I.E., Memento des pertes des charges. Eyrolles, 1979.

Lakhdari A., Nemmar B., Etude d'une station de pompage d'eau potable, ENP 1989.

Dalila S., Machines à courant alternatif, Ellipses.

Faouzi M., Etude du transfert Sétif-Hodna système Ouest, Ighil Emda – Mahouane, ENP 2010.

PMA, Adduction d'eau potable-irrigation, Saint-Gobain, 2004.

Salah B., Cours d'Alimentation en eau potable, ENSH 1993.

Troskolanski A.T., les turbopompes, Edition Eyrolles 61, boulevard Saint-Germain, 75005 paris 1977.

Tuyaux pour l'adduction d'eau potable site : [www.sgps.be](http://www.sgps.be)



## Annexe

---

### Annexe

Annexe 1 : Carte géologique de la région d'étude

Annexe 2 : Coupe géologique interprétative

Annexe 3 : Carte de la localisation proposée de la variante du tracé (variante 3)

Annexe 4 : Plan d'assemblage établi à partir des cartes topographique

Annexe 5 : Courbes caractéristiques de la pompe RDLO  $\Phi 973$  mm

Annexe 6 : Courbes caractéristiques de la pompe RDLO  $\Phi 910$  mm

Annexe 7 : Courbes caractéristiques de la pompe RDLO  $\Phi 692$  mm

Annexe 8 : Courbes caractéristiques de la pompe RDLP  $\Phi 1266$  mm

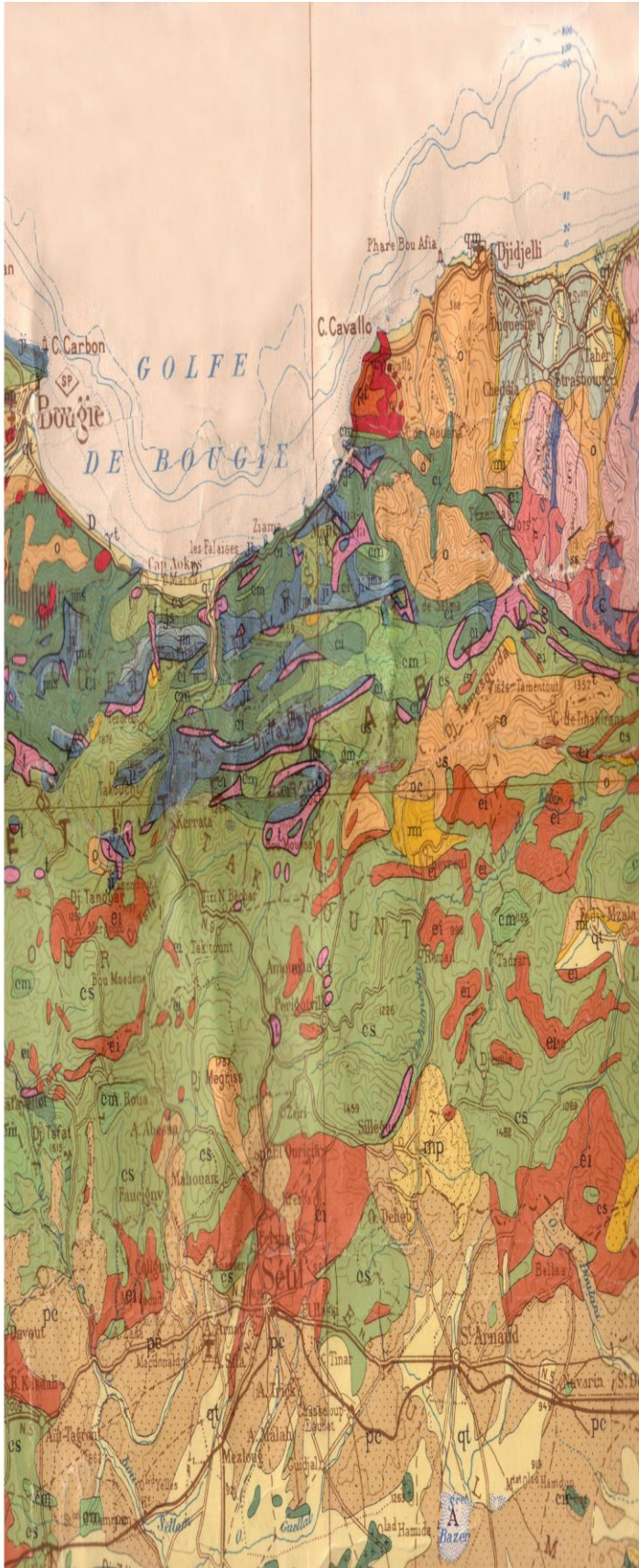
Annexe 9 : Courbes caractéristiques de la pompe RDLP  $\Phi 1280$  mm

Annexe 10 : Courbes caractéristiques de la pompe RDLP  $\Phi 1221$  mm

Annexe 11 : Courbes caractéristiques de la pompe RDLP  $\Phi 1196$  mm

Annexe 12 : moteur asynchrone triphasé à cage

# Annexe



Annexe 1 : Carte géologique de la région d'étude

## TERRAINS SÉDIMENTAIRES

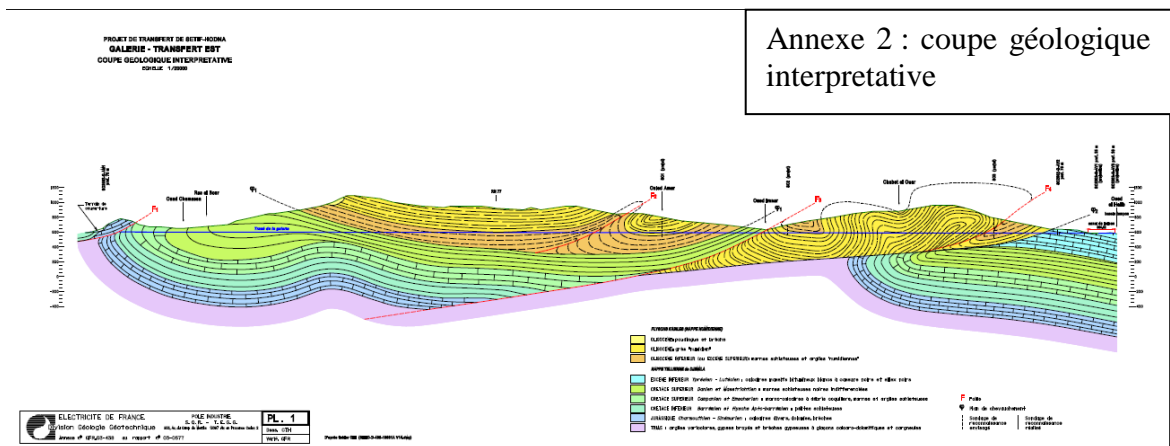
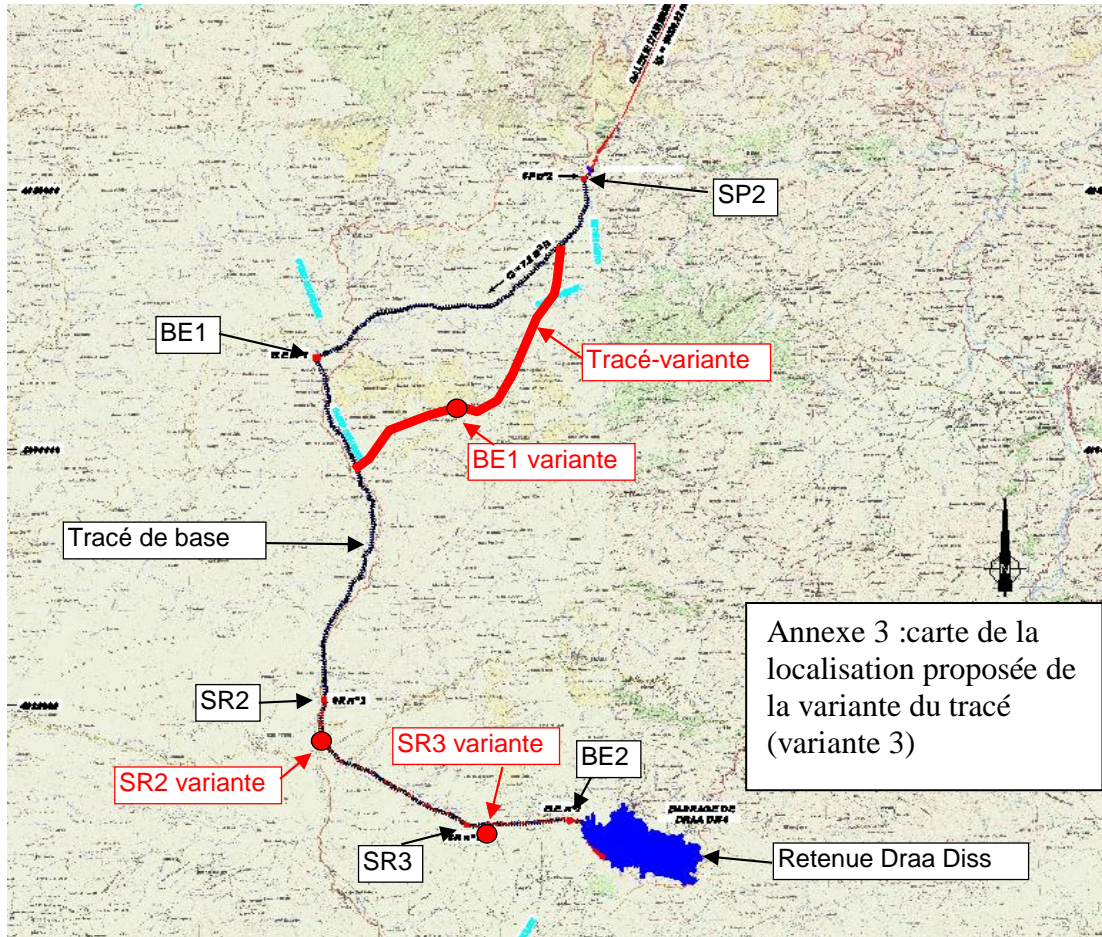
A	Alluvions actuelles : vase, marécage, dunes, chotts, sables, limon et crasses approx-olives				
D	Dunes récentes				
qt	Quaternaire continental : alluvions, regs, terrasses				
qm	Quaternaire marin : plages anciennes et formations lunaires consolidées qui les accompagnent				
qc	Cahabien : grès aurora et formations dunaire corréaires				
qv	Villafranchien : molasses lacustres, argiles à lignite, cailloux rouges				
pl	Pliocène continental et Villafranchien non séparés (pl)				
pe	Pliocène continental : pouillyens, calcaires lacustres				
p	Pliocène marin : conglomérats marins bleus, molasses, grès et formations dunaire éolienne				
mp	Pouillyen (localment équivalent du mc)				
ms	Miocène terminal marin et lagunaire : cailloux à Tépou, marne à égoue				
mm	Miocène supérieur marin : calcaires, grès, argiles				
me	Miocène continental antéponien				
mi	Miocène inférieur marin (Burdigalien)				
ca	Aquitainien continental (passant inscure localement le base du Burdigalien)				
oe	Oligocène continental (passant inscure localement l'Éocène sup. continental)				
o	Oligocène marin incluant localement l'Éocène supérieur				
em	Éocène moyen marin				
ee	Éocène moyen et inférieur continental				
ei	Éocène inférieur marin				
es	Crétacé supérieur marin				
esc	Crétacé supérieur continental				
esm	Crétacé supérieur marin non subdivisé				
em	Crétacé moyen (marin ou lagunaire)				
cm	Crétacé moyen continental				
en	Cénomanien				
e	Crétacé marin non subdivisé				
ci	Crétacé inférieur : faciès marins normaux				
cir	Crétacé inférieur : marins ou subaériens (Vraconien à Berrisien)				
cic	Crétacé inférieur : continentaux ou lagunaires				
ej	Crétacé et jurassique non séparés				
js	Jurassique sup. et moyen	js	Jurassique sup. et moyen marins non séparés	js	Portlandien et Kimmeridgien (passant inscure localement le Berrisien)
js	Jurassique sup. et moyen marins non séparés	js	Jurassique supérieur non divisé	js	Lusitanien
jm	Jurassique moyen (passant inscure localement l'Aalénien supérieur)			js	Oxfordien et Callovien
js	Jurassique inf. marin	js	Aalénien et Turécien	js	Aalénien à Domérien
js	Jurassique inf. marin	js	Domérien et Pfienstschien	js	Pfienstschien à Rhétien
js	Jurassique inf. marin	js	Lotharingien à Rhétien		
t	Trias marin ou lagunaire				
et	Permo-Trias : grès rouges, conglomérats				

### CARTE GÉOLOGIQUE DE L'ALGÉRIE (2<sup>ème</sup> édition)

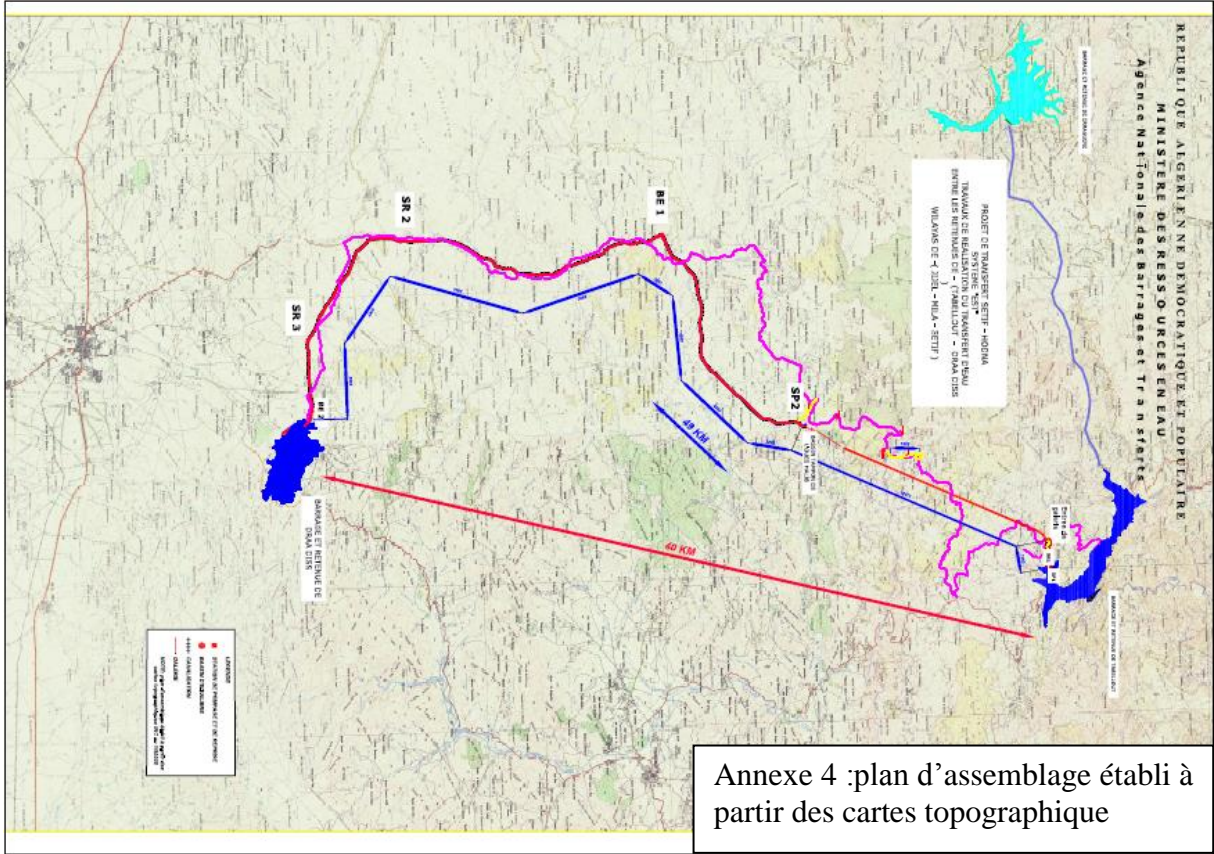
Échelle: 500.000<sup>e</sup>

0 10 20 30 40 50 km



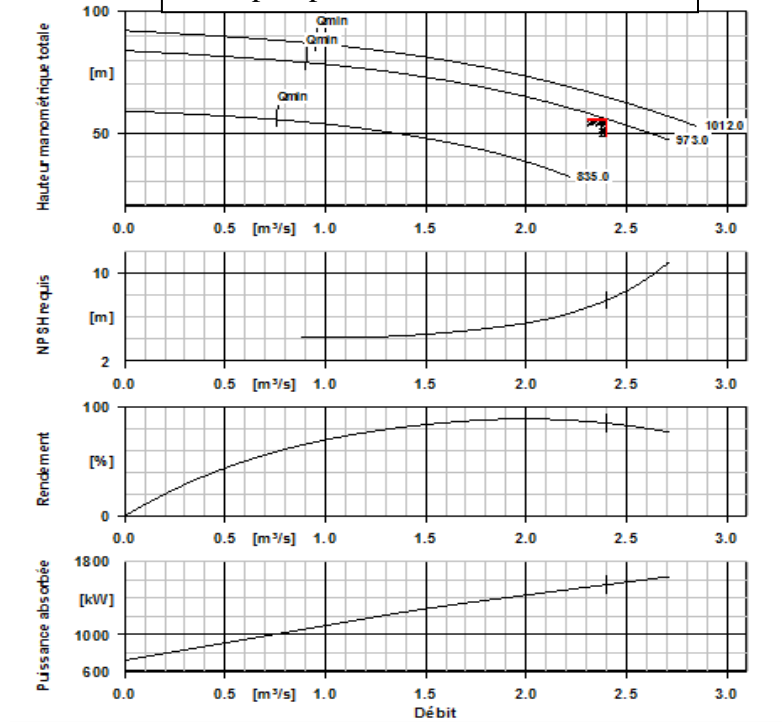


# Annexe



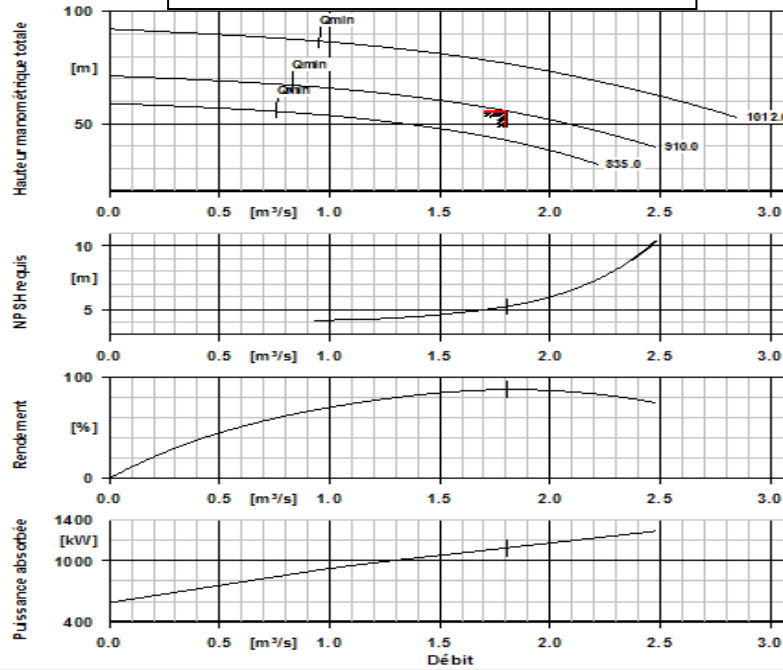
Annexe 4 : plan d'assemblage établi à partir des cartes topographique

Annexe 5 : Courbes caractéristiques de la pompe RDLO  $\Phi 973$  mm

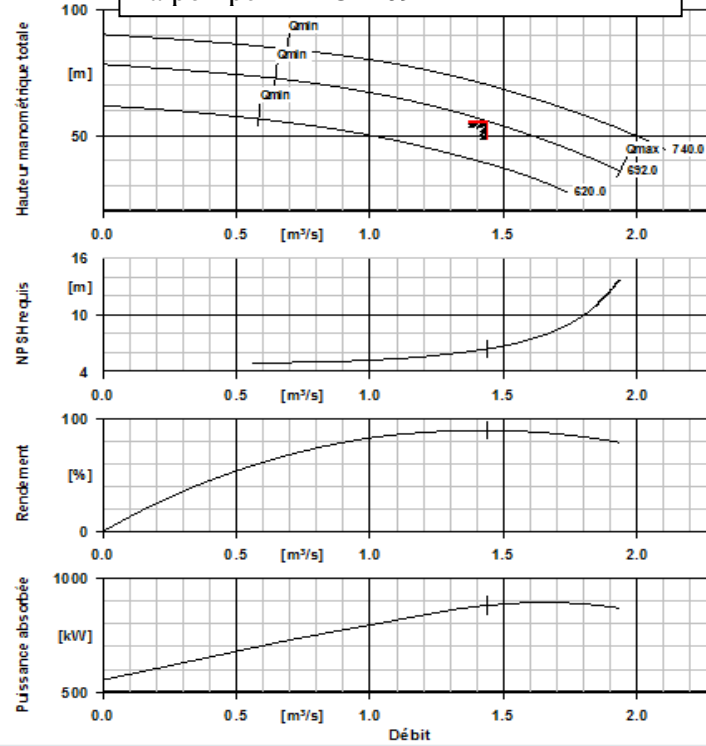


# Annexe

Annexe 6 : Courbes caractéristiques de la pompe RDLO  $\Phi 910$  mm



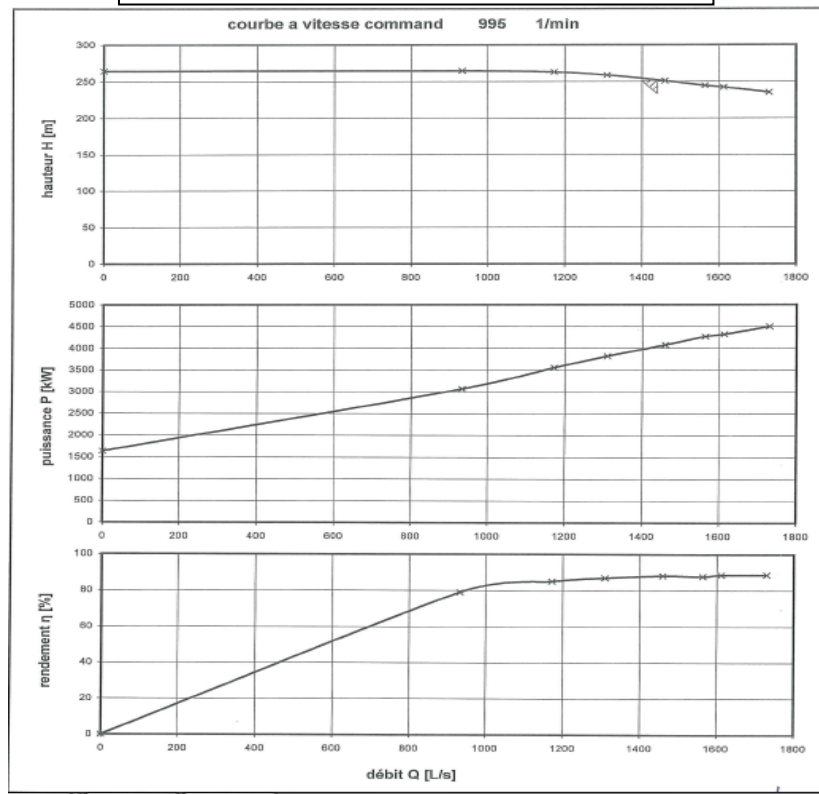
Annexe 7 : Courbes caractéristiques de la pompe RDLO  $\Phi 692$  mm





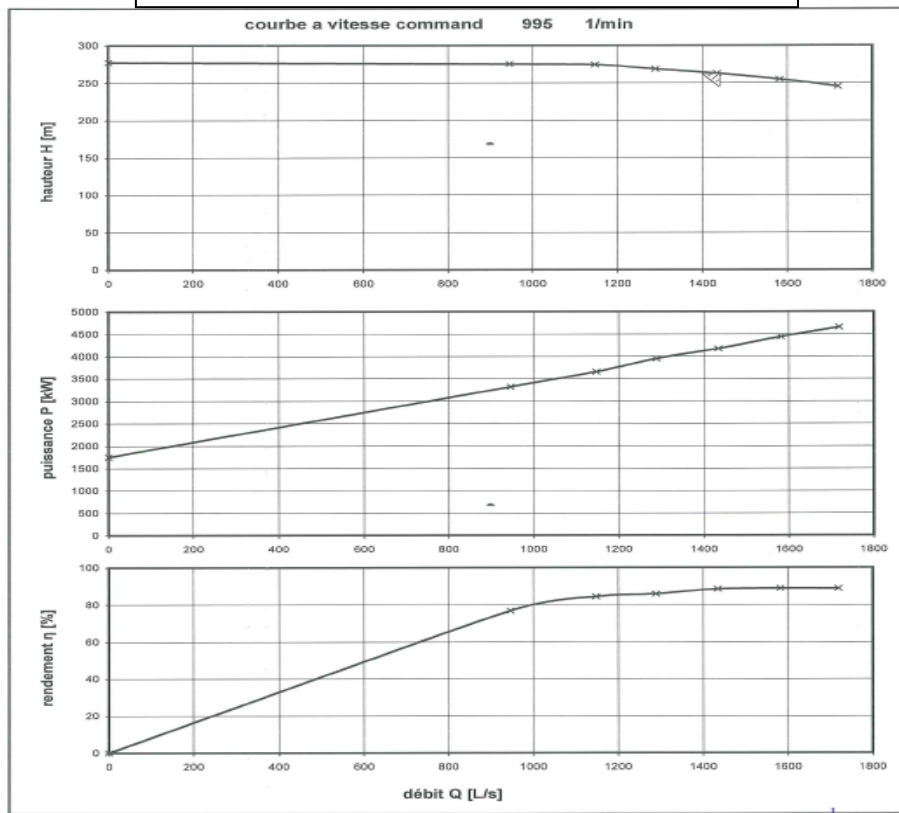
# Annexe

## Annexe 8 : Courbes caractéristiques de la pompe RDLP $\Phi 1266$ mm



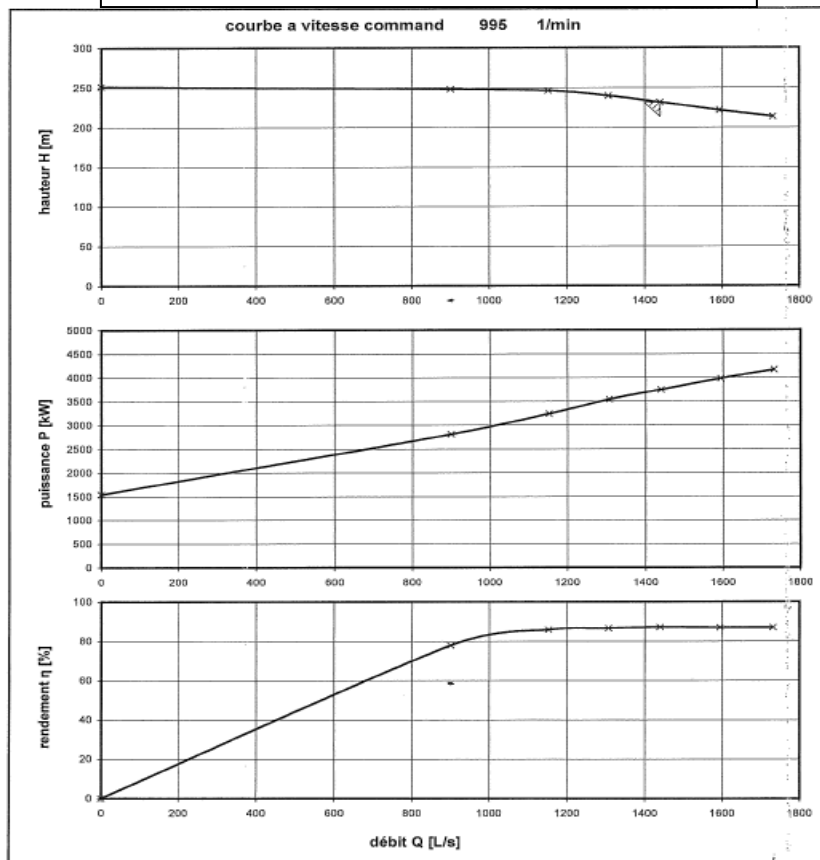
# Annexe

## Annexe 9 : Courbes caractéristiques de la pompe RDLP $\Phi 1280$ mm



# Annexe

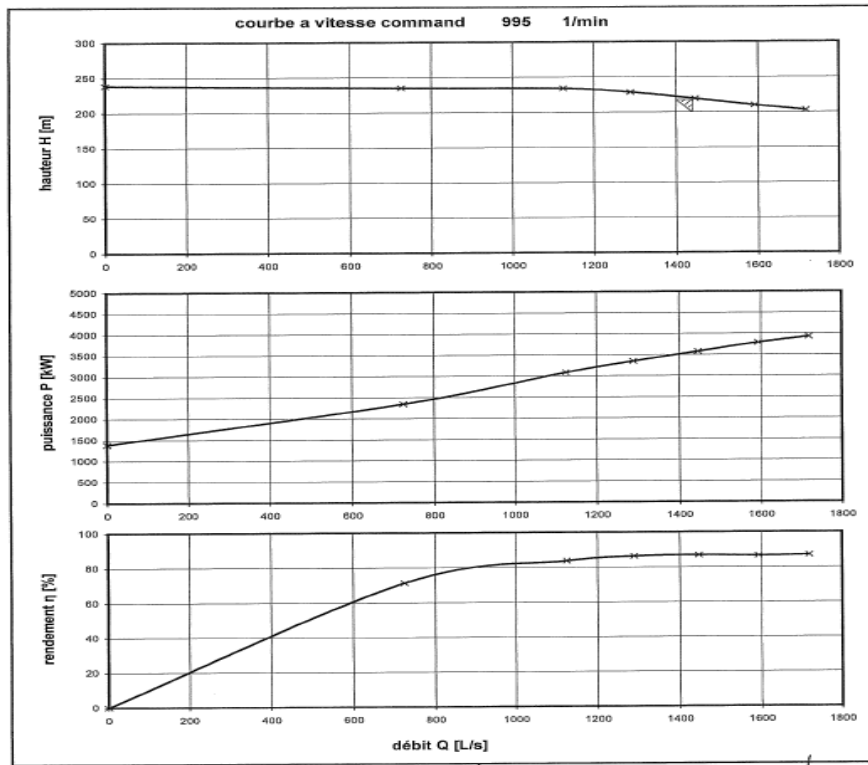
## Annexe 10 : Courbes caractéristiques de la pompe RDLP $\Phi 1221$ mm





# Annexe

## Annexe 11 : Courbes caractéristiques de la pompe RDLP $\Phi 1196$ mm



Annexe 12 : moteur asynchrone triphasé à cage



La série de HT du SIMOTICS du Siemens Un-compacte PLUS est un moteur à induction qui sert de solution aux ventilateurs, compresseurs et pompe l'application. Elle entoure une gamme de puissance s'élevant de 200 kilowatts jusqu'à 7.35 MW. Elle vient avec différentes versions qui viennent avec de divers nombres de poteau de 2 jusqu'à 8. Elle est également fournie par des tensions s'étendant de 2 jusqu'à 11 kilovolts. Elle est conçue avec un principe de refroidissement modulaire qui fournit une option telle que l'air/refroidisseur d'air, le refroidissement d'ouvrir-circuit, et refroidisseur d'air/eau ou air/refroidisseur d'air.

Elle est appropriée et idéale pour différents secteurs comme l'industrie d'énergie, d'usines de dessalement, d'eau de branche et d'eaux résiduaires.