

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude du transfert d'eau de la retenue D'Ighil-Emda vers la
retenue de Mahouane (w. Setif) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0010-12

APA Citation (توثيق APA):

Belkhous, Lyes (2012). Etude du transfert d'eau de la retenue D'Ighil-Emda vers la
retenue de Mahouane (w. Setif)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE-ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT DE GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'état en Hydraulique
OPTION : Conception Des Systèmes d'Alimentation en Eau Potable

THEME:

**ETUDE DU TANSFERT D'EAU DE LA RETENUE
D'IGHIL-EMDA VERS LA RETENUE DE MAHOUANE
(W.SETIF)**

Présenté par :

M^r :BELKHOUS Lyes

DEVANT LES MENMBRES DU JURY

M^r : O.KHODJET-KESBA

M^r : Y.DERNOUNI

M^{me} : L.TAFAT

M^r : R.KERID

M^r : M.BELALI

M^{me} :A.ZEROUAL

M.C.A

M.A.A

M.A.A

M.A.B

M.A.B

M.A.B

Président

Examinateur

Examinatrice

Examinateur

Examinateur

Promoteur

Septembre 2012

Remerciements

Je tiens à adresser mes plus vifs remerciements et à exprimer ma profonde gratitude à mon promoteur Mr. ZEROUAL Ayoub pour avoir accepté de m'encadrer, pour sa disponibilité et le temps qu'il m'a consacré, pour l'intérêt particulier et les conseils déterminants qu'il a apporté à mon projet ;

Je profite l'occasion à remercier tous mes enseignants de ma première année primaire jusqu'à ma cinquième année universitaire.

Enfin, Je tiens aussi à remercier tous ceux qui ont contribué de près ou de loin au bon déroulement de ce projet.

L.BELKHOUS

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

*Aux êtres qui me sont les plus chères dans ma vie, mes chers parents Moussa
et Djamila, pour leur patience,*

leurs encouragements et leur soutien inconditionnel ;

*A mes frères Karim, Mounir et Djamel ainsi que mes
sœurs Cylia et Lina ;*

A mon cher frère qui nous a quitté ADAM ;

A toute ma famille ;

A toute la famille de l'ENSH ;

A tous mes amis sans exception.

L.BELKHOUS

ملخص:

يعتبر نقل المياه بين الأحواض في المناطق القاحلة أو شبه القاحلة مثل منطقة سطيف، ضرورة ملحة.

تهتم هذه الدراسة، بنظام النقل الغربي بين سد إغيل عمدة (مدينة خراطة) و السد الذي هو في طور الإنجاز موان (قرب مدينة سطيف) بحجم يبلغ 119 مليون متر مكعب سنويا .

نقوم باختيار البدائل قبل الشروع في تصميم الأنابيب، ثم ننتقل إلى الدراسة التقنو اقتصادية لتحديد البديل الأنسب.

نكمل التصميم بمحطات الضخ و اختيار حماية مناسبة بعد دراسة ظاهرة المطرقة المائية.

Résumé :

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

Le présent mémoire portera sur l'étude du système de transfert Ouest entre le barrage d'Ighil Emda (Kherrata) et le barrage en cours de construction à Mahouane (wilaya de Sétif) pour un volume transféré de 119 millions de m³/an.

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

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.

Abstract:

In arid and semiarid regions like Setif, transfers of water between hydrographic basins are not always just a choice, but rather a necessity.

This dissertation concerns the West transfer system between the Ighil Emda Dam (Kherrata) and the dam under construction in Mahouane (wilaya of Setif) of a transferred volume of 119 million m³per year.

Firstly, we will proceed to the choice of alternatives before proceeding to the design of pipes. The technical-economic study will identify the most appropriate alternative.

Finally, we will complete the design of the transfer by pumping stations and we will secure facilities through the analysis of water hammer

SOMMAIRE

Introduction générale.....	1
Chapitre I: Présentation de la région d'étude	
Introduction	2
I.1 Situation géographique et topographie de la région.....	2
I.2. Situation géologique et géotechnique de la région.....	3
I.3. Barrage d'Ighil Emda.....	4
I.4. Barrage de Mahouane.....	5
I.5. Situation hydrique et climatologique de la région de Sétif	6
I.6. Le Système de transfert Sétif-Hodna.....	8
Conclusion	9
Chapitre II: Etude de l'adduction	
Introduction	2
II.1 Tracé des variantes.....	10
II.1.1 Types de transfert.....	10
II.1.2 Critères de tracé de la conduite de transfert.....	11
II.1.3 Variantes proposées.....	12
II.1.3.1 Variante 1.....	14
II.1.3.2 Variante 2.....	14
II.1.3.3 Sous variantes.....	15
Conclusion.....	17
II.2. Calcul et dimensionnement des conduites.....	18
II.2.1 Lois de dimensionnement hydraulique.....	18
II.2.1.1 Pertes de charge linéaires.....	18

II.2.1.2 Pertes de charge singulière_.....	19
II.2.1.3 Critères de résistance mécanique.....	19
II.2.2 Dimensionnement des conduites en charge.....	21
II.2.2.1 Par refoulement.....	21
II.2.2.1.1 Frais d’amortissement.....	22
II.2.2.1.2 Frais d’exploitation.....	22
II.2.2.1.3 Coût global.....	23
II.2.2.2 Par gravitation.....	23
II.2.3 Positionnement des stations de pompage et des bassins d’équilibres.....	24
II.2.3.1 Positionnement des stations de pompage.....	24
II.2.3.2 Positionnement des bassins d’équilibres.....	25
II.2.4 Dimensionnement.....	26
II.2.4.1 Type de conduite.....	27
II.2.4.2 Prix des conduites.....	27
II.2.4.3 Variante 1.....	27
II.2.4.3.1. Dimensionnement de la conduite reliant SP1-SR1.....	28
II.2.4.3.2 Dimensionnement de la conduite reliant SR1-SR2.....	29
II.2.4.3.3 Sous variante 1.....	30
II.2.4.3.4 Sous variante 2.....	32
II.2.4.3.4.1 Dimensionnement de la conduite reliant BE1-BE2.....	33
II.2.4.4 Variante 2.....	34
II.2.4.4.1. Dimensionnement de la conduite reliant SP1-SR1.....	34
II.2.4.4.2 Dimensionnement de la conduite reliant SR1-SR2.....	35
II.2.4.4.3 Sous variante 1.....	36

II.2.4.3.3.1 Dimensionnement de la conduite reliant SR2-BE.....	37
II.2.4.4.4 Sous variante 2.	38
II.2.4.4.4.1 Dimensionnement de la conduite reliant SR2-BE1.....	38
II.2.4.3.4.2 Dimensionnement de la conduite reliant BE1-BE2.....	39
II.2.4.4 Dimensionnement de la conduite reliant BE2 à la retenue de Mahouane.....	40
Conclusion.....	44
II.3. Comparaison technico-économique des variantes.....	45
II.3.1 Comparaison économique.....	45
II.3.2. Comparaison technique.....	46
II.3.3 Comparaison entre les sous variantes.....	46
II.3.4. Comparaisons entre les variantes.....	47
II.3.4.1 Variante 1.....	47
II.3.4.2. Variante 2.....	49
II.3.4.3 Bilan.....	51
Conclusion.....	51
 Chapitre III: Etude du pompage	
Introduction.....	52
III.1 Règles d'établissement des stations de pompage.....	52
III.2 Types de pompe.....	53
III.3 Ossature d'une turbopompe.....	54
III.4 Caractéristiques des turbopompes.....	55
III.4.1 Courbes caractéristiques.....	56
III.4.2 Point de fonctionnement d'une pompe en service.....	57
III.4.3 Vitesse spécifique.....	60

III.4.4 Cavitation - notion de NPSH.....	58
III.5 Equipements hydrauliques d'une station de pompage.....	60
III.5.1 Equipement à l'aspiration.....	60
III.5.1.1 A partir d'une bache.....	60
III.5.1.2 A partir d'une conduite.....	60
III.5.1.3 Communs aux deux cas.....	61
III.5.2 Equipements au refoulement.....	61
III.6 Conception de la station de pompage SP1.....	62
III.6.1 Présentation générale.....	62
III.6.1.1. Situation.....	62
III.6.1.2 Problématique du NPSH.....	62
III.6.2 Choix des groupes de pompage.....	63
III.6.2.1 Station d'exhaure.....	63
III.6.2.1.1 Vitesse spécifique.....	63
III.6.2.1.2 Type de pompe.....	63
III.6.2.1.3. Point de fonctionnement.....	64
III.6.2.2 Station de pompage.....	66
III.6.2.2.1. Type de pompe.....	66
III.6.2.2.2 Point de fonctionnement.....	67
III.7 Conception de la station de reprise SR1.....	69
III.7.1 Présentation générale.....	69
III.7.1.1. Situation.....	69
III.7.2 Choix des groupes de pompage.....	69
III.7.2.1 Type de pompe.....	69

III.8 Conception de la station de reprise SR2.....	72
III.8.1 Présentation générale.....	72
III.8.1.1. Situation.....	72
III.8.2 Choix des groupes de pompage.....	72
III.8.2.1 Type de pompe.....	72
Conclusion.....	75

Chapitre IV: Protection des conduites contre le coup de bélier

Introduction.....	77
IV.1 Protection des conduites contre le coup de bélier.....	77
IV.1.1 Définition	77
IV.1.2 Causes du coup de bélier.....	77
IV.1.3 Les risque dus aux coups de bélier.....	77
IV.1.3.1 Risque de forte pression.....	78
IV.1.3.2 Pression négative.....	78
IV.1.3.3 Fatigue des conduites.....	78
IV.1.4 Théorie des phénomènes transitoires.....	78
IV.1.4.1 Description physique du phénomène.....	78
IV.1.5 Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier	79
IV.1.6 Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier.....	80
IV.1.7 Calcul des réservoirs d'air.....	83
IV.1.8 Dimensionnement des réservoirs d'air par la méthode de VIBERT.....	84
Conclusion	86

Chapitre V: Etude des réservoirs

Introduction.....	87
V.1 Fonctions des réservoirs.....	87
V.2 Prescriptions sanitaires.....	88
V.3 Classification des réservoirs.....	88
V.4 Emplacement des réservoirs.....	89
V.5 Calcul des capacités des réservoirs.....	89
V.5.1 Le réservoir tampon.....	89
V.5.1.1 Estimation de la capacité du réservoir tampon.....	90
V.5.1.2 Dimensions du réservoir.....	90
V.5.1.3 Le diamètre D de la cuve.....	91
V.5.2 Réservoir tampon 2.....	92
V.6 Récapitulation des résultats.....	92
V.7 Equipements du réservoir.....	92
V.7.1 conduite d'arrivée ou d'adduction	93
V.7.2 conduite de départ ou de distribution.....	93
V.7.3 conduite du trop-plein.....	93
V.7.4 conduite de vidange.....	93
V.7.5 conduite by-pass.....	93
V.7.6 les joints d'étanchéité.....	94
V.8 Hygiène et sécurité.....	94
V.9 Traversée des conduites dans les parois de la cuve.....	95
Conclusion.....	96
Conclusion générale	97

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I: Présentation de la région d'étude

Tableau I-1 : Précipitations mensuelles à Sétif (1856-1991).....	7
Tableau I-2 : Répartition du nombre de jours pluvieux par an à SETIF.....	7
Tableau I-3 : Taux de satisfaction en AEP de la wilaya de Sétif.....	8

Chapitre II: Etude de l'adduction

Tableau II-1 : Altitudes des Stations de pompage.....	25
Tableau II-2 : Calcul du diamètre optimal (cas d'un seul bassin).....	25
Tableau II-3 : Adoption d'un diamètre commercial (cas d'un seul bassin).....	26
Tableau II-4 : Calcul de la charge à dissiper.....	26
Tableau II-5 : Paramètres de dimensionnement pour les conduites par refoulement.....	26
Tableau II-6 : Prix des conduites selon les conditions économiques de 2010.....	27
Tableau II-7 : Frais de conduite du tronçon SP1-SR1 V.1.....	28
Tableau II-8 : Frais d'exploitation du tronçon SP1-SR1 V.1.....	28
Tableau II-9 : Coût global du tronçon SP1-SR1 V.1.....	29
Tableau II-10 : Frais de conduite du tronçon SR1-SR2 V.1.....	29
Tableau II-11 : Frais d'exploitation du tronçon SR1-SR2 V.1.....	30
Tableau II-12 : Coût global du tronçon SR1-SR2 V.1.....	30
Tableau II-13 : Frais de conduite du tronçon SR2-BE V.1SV.1.....	31
Tableau II-14 : Frais d'exploitation du tronçon SR2-BE V.1 SV.1.....	31
Tableau II-15 : Coût global du tronçon SR1-SR2 V.1.....	31
Tableau II-16 : Frais de conduite du tronçon SR2-BE1 V.1SV.2.....	32
Tableau II-17 : Frais d'exploitation du tronçon SR2-BE1 V.1 SV.2.....	32
Tableau II-18 : Coût global du tronçon SR2-BE1 V.1 SV.2.....	33
Tableau II-19 : Dimensionnement de la conduite BE1-BE2 V.1SV.2.....	33
Tableau II-20 : Frais de conduite du tronçon SP1-SR1 V.2.....	34
Tableau II-21 : Frais d'exploitation du tronçon SP1-SR1 V.2.....	34
Tableau II-22 : Coût global du tronçon SP1-SR1 V.2.....	35
Tableau II-23 : Frais de conduite du tronçon SR1-SR2 V.2.....	35
Tableau II-24 : Frais d'exploitation du tronçon SR1-SR2 V.2.....	36

Tableau II-25 : Coût global du tronçon SR1-SR2 V.2.....	36
Tableau II-26 : Frais de conduite du tronçon SR2-BE V.2 SV.1.....	37
Tableau II-27 : Frais d'exploitation du tronçon SR2-BE V.2 SV.1.....	37
Tableau II-28 : Coût global du tronçon SR2-BE V.2 SV.1.....	38
Tableau II-29 : Frais de conduite du tronçon SR2-BE1 V.2 SV.2.....	38
Tableau II-30 : Frais d'exploitation du tronçon SR2-BE1 V.2 SV.2.....	39
Tableau II-31 : Coût global du tronçon SR2-BE1 V.2 SV.2.....	39
Tableau II-32 : Dimensionnement de la conduite BE1-BE2 V.2 SV.2.....	39
Tableau II-33 : Dimensionnement de la conduite BE2-Mahouane.....	41
Tableau II-34 : Dimensionnement de la conduite entre BE2-BC1.....	42
Tableau II-35 : Dimensionnement de la conduite entre BC1-BC2.....	43
Tableau II-36 : Récapitulatif du dimensionnement.....	44
Tableau II-37 : Caractéristiques du tronçon SR2-BE SV.1.....	46
Tableau II-38 : Caractéristiques des tronçons SR2-BE1 et BE1-BE2 SV.2.....	47
Tableau II-39 : Estimation du coût de réalisation du tronçon SP1-SR1 V.1.....	48
Tableau II-40 : Estimation du coût de réalisation du tronçon SR1-SR2 V.1.....	48
Tableau II-41 : Estimation du coût de réalisation du tronçon SR2-BE V.1.....	49
Tableau II-42 : Estimation du coût de réalisation du tronçon SP1-SR1 V.2.....	49
Tableau II-43 : Estimation du coût de réalisation du tronçon SR1-SR2 V.2.....	50
Tableau II-44 : Estimation du coût de réalisation du tronçon SR2-BE1 V.2.....	50
Tableau II-45 : Comparaison économique entre les variantes 1 et 2.....	51

Chapitre IV: Protection des conduites contre le coup de bélier

Tableau IV-1 : Caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement.....	85
Tableau IV-2 : Calcul de la célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement.....	85
Tableau IV-3 : Calcul de volume des réservoirs d'air de l'adduction par refoulement.....	86

Chapitre V: Etude des réservoirs

Tableau V-1 : Récapitulation des résultats.....	92
---	----

LISTE DES FIGURES

Chapitre I: Présentation de la région d'étude

Figure I-1 : Carte de situation de la zone de projet	2
Figure I-2 : Plan de situation des barrages et prises d'eau dans le bassin versant 03.....	4
Figure I-3 : Plan de situation des barrages et prises d'eau dans la région de Sétif.....	6
Figure I-4 : Représentation des systèmes de transfert Sétif-Hodna Est et Ouest.....	9

Chapitre II: Etude de l'adduction

Figure II-1 : Plan en relief de la région Sétif-Kherrata.....	13
Figure II-2 : Histogramme Représentation sur plan des variantes 1 et 2.....	16
Figure II-3 : Schéma du transfert Ouest.....	17
Figure II-4 : Schéma d'un brise charge avec obturateur à disque noyé auto centreur.....	42

Chapitre III: Etude du pompage

Figure III-1 : Relation entre le débit et la forme de la roue.....	54
Figure III-2 : Schématisation du triangle des vitesses.....	55
Figure III-3 : Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.....	56
Figure III-4 : Représentation du point de fonctionnement.....	57
Figure III-5 : Représentation d'une pompe KSB AMACAN K 1200-630.....	64
Figure III-6 : Détermination du point de fonctionnement de chaque pompe de la station de pompage SP1 exhaure.....	65
Figure III-7 : Courbe caractéristique de la pompe KSB CPKN 400-710 HPK.....	67
Figure III-8 : Détermination du point de fonctionnement de l'ensemble des pompes de SP1.....	68
Figure III-9 : Courbe caractéristique de la pompe KSB CPKN 400-710 HPK.....	70
Figure III-10 : Détermination du point de fonctionnement des pompes de SR1.....	71
Figure III-11 : Courbe caractéristique de la pompe KSB CPKN 400-710 HPK.....	73
Figure III-12 : Détermination du point de fonctionnement de l'ensemble des pompes de SP1...	74

Chapitre IV: Protection des conduites contre le coup de bélier

Figure IV-1 : Réservoir d'air anti bélier.....	81
Figure IV-2 : Cheminée d'équilibre sur une conduite de refoulement.....	81
Figure IV-3 : Soupapes de décharge en fonctionnement.....	82

Chapitre V: Etude des réservoirs

Figure V-1 : Equipements des réservoirs.....	94
Figure V-2 : Traversée des conduites (manchon à bout lisse).....	95
Figure V-2 : Traversée des conduites (Gaine en fonte).....	95

LISTE DES PLANCHES

Planche N°1 : Profil en long de l'adduction.

Planche N°2 : Bassin d'équilibre 1et2 (vues et coupes).

Planche N°3 : station SP1 (vues et coupes).

Planche N°4 : Accessoires d'adduction d'eau.

Notations principales

g : Force de pesanteur.....	[m/S ²]
Hd : Hauteur disponible.....	[m]
Hn : Hauteur nécessaire.....	[m]
J : Perte de charge unitaire.....	[m/m]
k : Coefficient de rugosité absolu de la conduite.....	[m]
L : Longueur de la conduite.....	[m]
n : Vitesse de rotation.....	[tr/mn]
NPSHd : Charge nette à l'aspiration disponible.....	[m]
NPSHr : Charge nette à l'aspiration requise.....	[m]
Ns : Vitesse spécifique.....	[tr/mn]
P : Pression hydrostatique.....	[Pa]
Pc : Prix unitaire de la conduite.....	[Da/m]
Q : Débit.....	[m ³ /s]
R : Résistance de la conduite.....	[S ² /m ⁵]
Re : Nombre de Reynolds.....	Sans unité
T : Temps.....	[s]
V : Vitesse d'écoulement.....	[m/s]
η : Rendement de la pompe.....	[%]
λ : Coefficient de perte de charge.....	[-]
ν : Viscosité cinématique de l'eau.....	[m ² /s]
ρ : Masse volumique.....	[kg/m ³]

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

Depuis l'antiquité, l'homme eu recours aux transferts d'eau interbassins. 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. De nos jours, la raison principale qui motive la réalisation d'un transfert est l'assurance de la sécurité en eau. Une ressource limitée dans le temps et dans l'espace, souvent répartie inégalement et excentrée par rapport aux pôles de demande et est souvent source de conflits.

Dans les régions arides à semi-arides à l'instar de la région de Sétif, le transfert d'eau entre bassins hydrographiques n'est pas toujours juste un choix, mais bel et bien une nécessité. 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 Ouest entre le barrage d'Ighil Emda (Kherrata) et le barrage en cours de construction à Mahouane (wilaya de Sétif). Avec un volume de 119 millions de m³/an dont 30 millions de m³/an destinés à l'AEP, ce transfert permettra d'améliorer l'AEP pour 780 000 habitants et l'irrigation de plus de 16 000 hectares 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.

Un dimensionnement des conduites et un positionnement des différents ouvrages viendra 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

PRESENTATION DE LA REGION D'ETUDE

Introduction

La région du transfert est située à 300 km à l'Est d'Alger dans une zone montagneuse accidentée où l'on rencontre des cimes élevées de la chaîne des Babors. Les altitudes varient entre 500 et 1250 mètres. La distance entre les deux retenues est de l'ordre de 24 km linéaire pour une dénivelée estimée à 620 mètres.

I.1 Situation géographique et topographie de la région

Le système Ouest Sétif-Hodna consiste en un transfert d'eau à partir du barrage existant d'Ighil Emda, situé dans la commune de Kherrata, vers un barrage en cours de construction à Mahouane implanté dans la commune de Sétif (Figure I.1).



Figure I.1 : Carte de situation de la zone du projet

Source : (Agence nationale des barrages et transferts « A.N.B.T » d'Alger)

I.2. Situation géologique et géotechnique de la région

La zone d'étude comprise entre la ville de Sétif et celle de Kherrata appartient au contexte géologique du domaine tellien, très connu par le domaine du complexe du charriage (déplacement massif des terrains sédimentaires sous l'effet de gravité suite aux chocs sismiques du miocène inférieur) Cependant, cette zone est située dans les zones d'écrasement, proche de la ligne de faille et d'affrontement entre les deux grandes plaques tectoniques, l'Eurasie au Nord et l'Afrique au Sud de la ligne de faille. Ce qui revient à dire que la région constitue potentiellement une zone à risque sismique.

La litho stratigraphie de la zone se caractérise par des étages géologiques dont les terrains sédimentaires sont d'un âge relativement récent allant du Pliocène continental (fin du Tertiaire) au Trias (début du Secondaire), et dont la série stratigraphique des formations géologiques affleurant en surface, et donnée par la carte géologique est ainsi présentée :

- Pliocène continental (pc) : cet étage marquant la fin du tertiaire, se caractérise par un faciès continental, dominé par une lithologie de poudingues et les calcaires lacustres, localisé au Nord de la ville de Sétif, affleurant au contact du cétaqué supérieur, oligocène continental et de l'éocène inférieur. Cet étage repose en discordance sur l'oligocène continental, ce qui implique la présence d'une surface d'érosion ayant affecté tout le miocène.
- Oligocène continental (oc) : correspondant à la fin du paléogène (tertiaire inférieur), se caractérise par un apport essentiellement gréseux et par des dépôts argileux et argilomarneux responsables du remplissage du bassin de l'avant fosse du Hodna.
- Eocène Inférieur (ei) : étage du milieu du paléogène, de faciès marin à lithologie d'argile, de marne à gypses, calcaires phosphatés et de calcaires à silex.
- Crétaqué supérieur (cs) : cet étage marque la fin de l'ère secondaire par la période du cénomanien, de faciès marin à lithologie de marne à faune pélagiques, l'affleurement de cet étage couvre la quasi-totalité de la zone d'étude.
- Crétaqué inférieur (ci) : de faciès marin d'alternance des niveaux argilo-gréseux et carbonaté du Barrémien et l'Albien, et de marno-calcaires de l'Albien supérieur.
- Jurassique inférieur (ji) : cet étage affleurant en lanières au Nord de Kherrata, est de faciès marin, constitué de calcaires dolomitiques, dolomies, calcaires massifs à la base, de

calcaires et de marno-calcaires au sommet. Et par endroit, de micro brèches, grès et quartzites.

- Trias (t) : affleurant aussi en lambeaux sur le crétacé supérieur, de faciès marin et lagunaire, dominé par des calcaires de Muschelkalk, surmonté par des formations salifères et gypsifères du Keuper. En plus de la nature des terrains à traverser, de nombreuses zones de glissement observées lors des reconnaissances de la région doivent être prises en compte, en particulier au niveau de la localité de Nouasria à 5 km au Nord de Ain Abessa aux abords du CW14.

I.3. Barrage d'Ighil Emda

Le Barrage d'Ighil Emda est situé sur l'Oued Agrioun à la sortie sud de la ville de Kherrata à environ 34 km au nord de Sétif à l'intérieur du bassin versant du Côtier Ouest Constantinois (Figure I.2). Il contrôle un bassin versant de 620 km² et dispose d'une capacité utile de 59,7 Mm³ pour une régularisation annuelle des apports de l'Oued Agrioun.

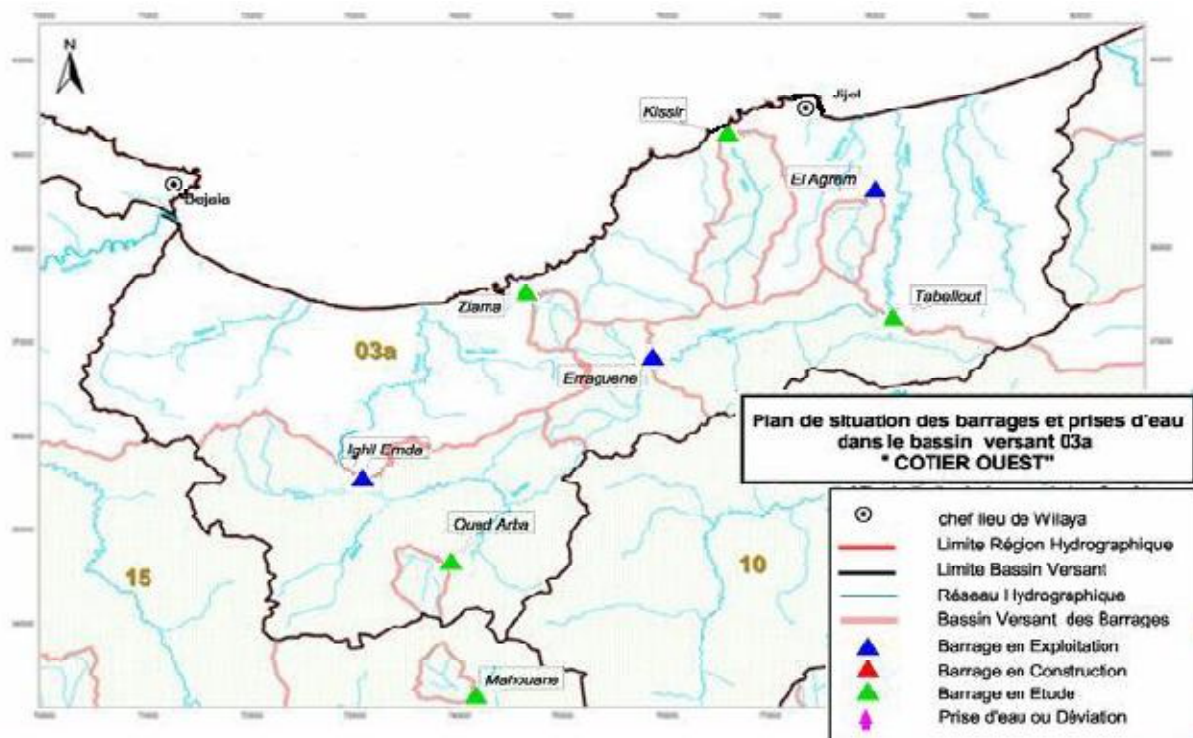


Figure I.2 : Plan de situation des barrages et prise d'eau dans le bassin versant 03a'

Source : (Agence nationale des barrages et transferts « A.N.B.T » d'Alger)

Construit en 1954 exclusivement pour la production d'énergie hydroélectrique, il est en tête d'une chaîne de production électrique avec en premier lieu, une usine au pied du barrage de 24Mw, puis un barrage de régularisation journalière de Chabet El Akra relié par une conduite à l'usine de Darguina de 66Mw (reçoit également les apports du barrage de l'Oued Ahrzerouftis 5.2Mw) [1].

L'aménagement hydroélectrique de l'Oued Agrioun produit annuellement près de 165GWh, les eaux turbinées rejoignent ensuite le cours d'eau pour être rejetées à la mer.

Il est géré actuellement par la SONELGAZ, mais sa vocation va être changée dans le cadre du projet de transfert Sétif-Hodna suite à un accord du gouvernement sur la réaffectation de l'ouvrage. La production d'énergie électrique sera abandonnée [2].

Le barrage d'Ighil Emda présente les caractéristiques suivantes :

- **Cours d'eau** : Oued Agrioun ;
- **Affluent** : Oued Berd, Oued Atteba, Oued Embarek, Oued Takarboust ;
- **Surface du Bassin versant** : 652 km² ;
- **Type de barrage** : matériaux locaux (enrochement) ;
- **Hauteur en crête** : 75 mètres en crête ;
- **Largeur en crête** : 575 mètres ;
- **Cote min d'exploitation** : 520 NGA ;
- **Cote max d'exploitation** : 532m NGA ;
- **Cote des plus hautes eaux** : 535m NGA ;
- **Capacité de rétention Cr** : 59,7 hm³ ;
- **Apport annuel** : 189,7 hm³.

I.4. Barrage de Mahouane

Le barrage Mahouane, à l'intérieur du bassin versant du Barrage d'Ain Zada, fait partie du bassin versant de la Soummam (Figure I.3). Avec un apport de 2,6 Mm³ provenant du bassin versant d'une superficie de 20 km², cette retenue d'une capacité utile de 147,4Mm³ a été surestimée afin de stocker les eaux de transfert provenant de la retenue d'Ighil Emda et couvrir par la suite les besoins de la région de Sétif dont le chef lieu est distant de 9Km du barrage.

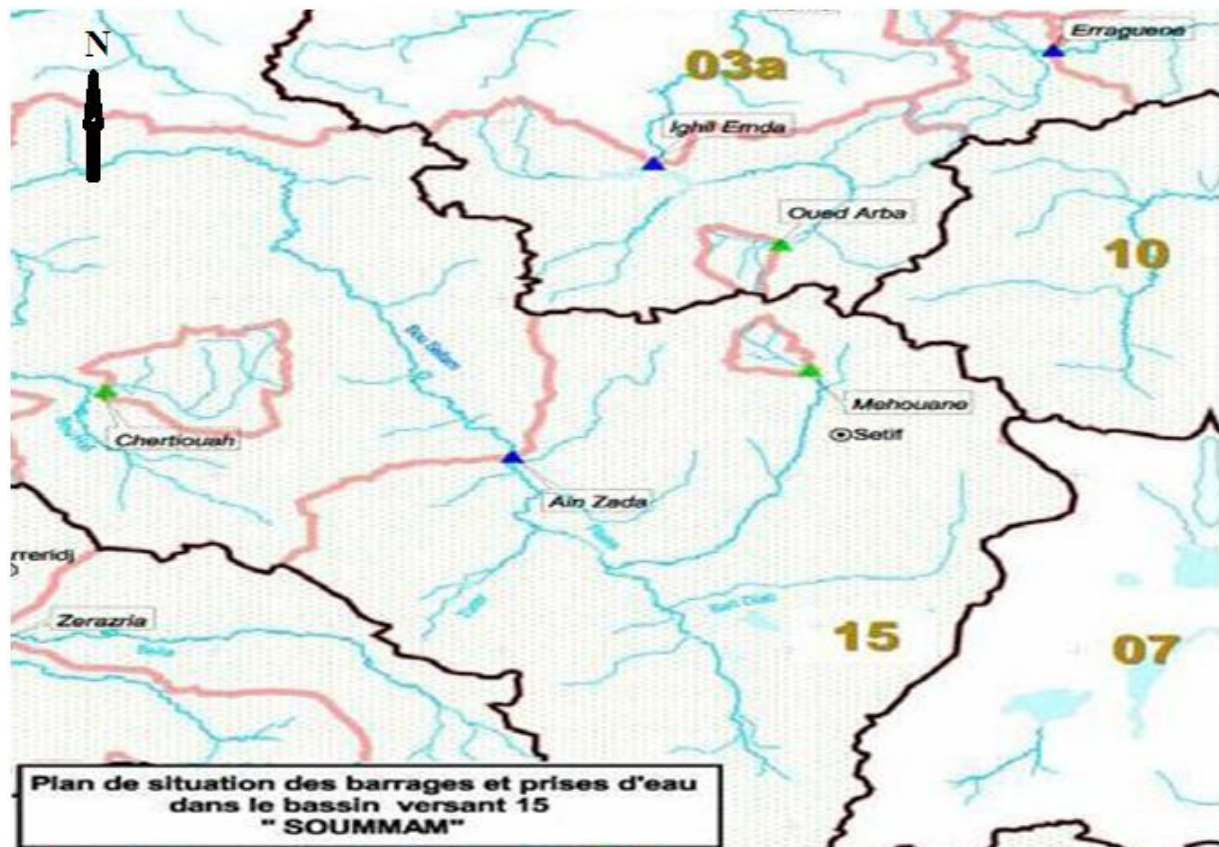


Figure I.3 : Plan de situation des barrages et prises d'eau dans le bassin versant 15 SOUMMAM

Source : (Agence nationale des barrages et transferts « A.N.B.T » d'Alger)

Les principales caractéristiques du barrage de Mahouane sont :

- **Cours d'eau** : Oued Sellam ;
- **Surface du Bassin versant** : 20 km² ;
- **Type de barrage** : matériaux locaux ;
- **Cote max d'exploitation** : 1146,3m NGA ;
- **Capacité de rétention Cr** : 147,4 hm³ ;
- **Apport annuel** : 2,6 hm³ + Transfert 119 hm³.

I.5. Situation hydrique et climatologique de la région de Sétif

Située sur les Hautes Plaines de l'Est, la wilaya de Sétif s'étend sur 6,549 km² composée au Nord d'une zone montagneuse faisant partie de la chaîne des Babors, au centre d'une zone de hautes plaines et au Sud Ouest des cuvettes contenant des Chotts. Le climat de la région est semi-

aride. La barrière naturelle constituée par la chaîne des Babors au Nord bloque une grande partie des précipitations qui arrivent de la méditerranée.

Les précipitations sur la région de Sétif se répartissent suivant le tableau ci-dessous :

Tableau I.1 : Précipitations mensuelles à Sétif (1856-1991)

Précipitations en mm												
J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	TOTAL
49,9	41,0	45,8	45,0	47,9	25,7	8,2	16,6	31,9	36,3	36,9	48,3	430,5

Source : (Agence nationale des barrages et transferts « A.N.B.T » d'Alger)

Tableau I.2 : Répartition du nombre de jours pluvieux 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	97

Source : (Agence nationale des barrages et transferts « A.N.B.T » d'Alger)

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 Hm³. 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.

La répartition des ressources hydriques de la wilaya de SETIF sont comme suite :

Les ressources mobilisées :

33% sont des eaux de surfaces tandis que 67% sont d'origine sous terraine.

Répartition des ressources :

36,3% sont destinée à l'AEP alors que 63,7% sont destinée à l'irrigation.

- *Situation de l'AEP de la wilaya de Sétif*

Tableau I.3 : Taux de satisfaction en AEP de la wilaya de Sétif.

AEP année 2010	Demande Hm ³ /an	Reçu Hm ³ /an	Satisfaction%
Wilaya de Sétif	61,7	38,4	62,0

Source : (Agence nationale des barrages et transferts « A.N.B.T » d'Alger)

- *Situation de l'irrigation*

11 680 ha irriguées avec 60 millions de m³ grâce à :

2000 forages pour 5 580 ha ;

6 400 puits pour 4 100 ha ;

9 retenues collinaires pour 1 200 ha ;

Sources et autres pour 800 ha.

I.6. Le Système de transfert Sétif-Hodna

Nous constatons que la région de Sétif souffre d'un déficit en ressources. Les besoins en AEP atteignent un taux de satisfaction de 62% seulement, et la situation de l'irrigation est loin de couvrir les besoins potentiels de toute la surface des terres agricoles qui est de 360 480 ha, dépendante actuellement de la pluviométrie, et limitant ainsi son développement.

Etant donné que les ressources de surface du bassin de la ville de Sétif et ses alentours sont déjà exploitées, notamment, grâce au barrage d'Ain Zada, et vu l'importance des ressources du bassin versant du côtier ouest constantinois, qui actuellement se déversent en mer, il se révèle nécessaire de réaliser un système de transfert d'eau du bassin versant ayant une abondance en eau de surface (barrage Ighil Emda, Erraguene) vers un réservoir situé dans la région de Sétif.

Le système de transfert Sétif-Hodna consistera en un transfert des eaux des deux barrages d'Ighil Emda et d'Erraguene vers les régions de Sétif pour la partie Ouest, et El Eulma pour la partie Est respectivement (*Figure I.4*). En ce qui concerne notre région d'étude, nous allons nous intéresser à la partie Ouest du système de transfert.



Figure I.4 : Représentation des systèmes de transfert Sétif-Hodna Est et Ouest

Source : (Agence nationale des barrages et transferts « A.N.B.T » d'Alger)

Conclusion

Dans ce chapitre on a pu situer notre région d'étude du côté topographique, géologique et climatologique ainsi la situation des deux barrages dont le transfert débutera et finira.

CHAPITRE II

ETUDE DE L'ADDUCTION

Introduction

Les transferts peuvent être envisageables dans le cas de bassins versants avec des potentialités hydrologiques importantes mais présentant des difficultés d'exploitation liée à la morphologie où au degré d'occupation de leur sol. Nous citerons le cas des Oueds Sahel et Soummam faisant partie du bassin versant de la Soummam : malgré les débits importants d'eau transitant par ces cours d'eau, la topographie et le degré de développement de la vallée rendent impossible l'implantation d'ouvrages de régulation et de stockage. Seule la solution d'un transfert vers une retenue d'un bassin versant voisin constitue une option envisageable.

II.1 Tracé des variantes

Pour Sétif, le barrage d'Ain Zada contrôlant le sous bassin de la région se révèle insuffisant et l'existence d'un important volume d'eau superficielle au Nord de la localité constitue une ressource intéressante à exploiter pour appuyer le développement de la région.

Au cours de ce chapitre, nous allons essayer de définir certains critères essentiels au tracé d'un transfert et étudier les différentes variantes possibles pour le transfert des eaux du barrage d'Ighil Emda jusqu'à la retenue de Mahouane puis faire le calcul et le dimensionnement des conduites.

II.1.1 Types de transfert

Un transfert d'eau consiste à user de la technique la plus appropriée pour transporter l'eau de sa source jusqu'au lieu de demande à travers un réseau de conduite ou d'ouvrage.

On distingue deux types de transfert en fonction du type d'écoulement :

- **Transfert à écoulement gravitaire** : dans ce type de transfert la charge hydraulique au niveau de la source est supérieure à celle du point d'arrivée, l'écoulement peut se faire soit à surface libre dans des canaux ou aqueducs (le tracé doit posséder des faibles pentes convient surtout pour des grands débits à transporter tout en minimisant les pertes de charges)
- **Transfert par refoulement** : dans ce type de transfert l'écoulement se fait à pleine section en utilisant un système de pompage fournissant l'énergie nécessaire à l'élévation de l'eau et vaincre les pertes de charges. L'écoulement en charge entraîne des pertes de charges non négligeables.

Un transfert mixte peut facilement être envisagé suivant la nature des terrains et de la topographie traversée.

II.1.2 Critères de tracé de la conduite de transfert

La faisabilité et la rentabilité d'un projet de transfert dépend essentiellement de l'étude technico-économique qui justifiera le bon choix des investissements à réaliser. Cette étude portera sur une comparaison entre plusieurs variantes présentant des caractéristiques optimales.

- Critères techniques [6]

Les critères techniques sont comme suite :

- Avoir des vitesses d'écoulement raisonnables dans les conduites en charge afin de minimiser les conséquences des phases transitoires et d'éviter l'érosion interne.
- Dans le but de protéger la conduite contre toute dégradation volontaire ou involontaire, de minimiser sa maintenance et réduire l'effet de la dilatation thermique ainsi que son impacte environnemental, une pose enterrée de la conduite devrait être envisagée dans la mesure du possible en évitant les excavations importantes de roche.
- Eviter les zones d'instabilités qui peuvent conduire au déboîtement des joints et à des déformations excessives de la conduite.
- Eviter l'entrée de polluants par fonctionnement en dépression (points hauts).
- Rechercher un profil en long aussi régulier que possible de tel sorte qu'il ne puisse pas se former des poches d'air au moment du remplissage. Ces dernières peuvent être très dangereuses lors de phénomènes transitoires (coups de bélier).
- Faciliter la collecte de l'air en des points hauts de façon naturelle ou artificielle. Pour cela, il se doit de réaliser une montée lente suivie par une descente rapide : les pentes minimales pour un grand diamètre sont de 1/1 000 pour les profils ascendants et de 1/500 pour les profils descendants.
- Projeter le tracé de la conduite près des routes et chemins pour faciliter le transport des matériaux et de la main d'œuvre.
- Chercher à couper les courbes de niveau aux sections les moins accentuées.

- Critères économiques [6]

Les critères économiques sont comme suite :

- Limiter la vitesse d'écoulement de telle sorte à minimiser les pertes de charge, réduisant ainsi le système de pompage et les coûts d'énergie lors de l'exploitation.
- Avoir un tracé aussi rectiligne et aussi court que possible.
- Recenser les propriétés publiques susceptibles d'être traversées et éviter dans la mesure du possible les zones d'habitations et les propriétés nécessitant des indemnités

- Minimiser les ouvrages conduisant à des surcoûts de réalisation : traversée de rail, de chaussée, passages aériens et conduites autoportées pour la traversée de thalwegs profonds, tunnels, butées et contre butées lors de changements brusques de direction...
- Avoir le moins de pièces spéciales possible en adoptant un profil régulier optimal (purges ventouses, protection anti bélier ...).
- Eviter les terrains rocheux et zones instables nécessitant des frais de pose plus importants.

II.1.3 Variantes proposées

Tout d'abord, nous sommes tentés de réaliser un tracé direct entre la prise située sur la rive sud de la retenue face au barrage d'Ighil Emda et la retenue de Mahouane (*Figure II.1*).

Après une étude de la carte topographique de la région de projet et après les multiples reconnaissances sur terrain, nous retenons les points particuliers du tracé nécessitant le plus d'attention :

- Le passage des premiers reliefs à traverser de la région de Snadla au Sud de la retenue d'Ighil Emda ainsi que le contournement des localités existantes.
- La traversée de l'Oued Atteba qui présente des sections importantes influencées par la retenue du barrage.
- Le contournement de Djebel Kalaoun et Megress.

Nous allons dégager par la suite, et conformément aux critères de tracés cités précédemment, deux variantes ayant le linéaire le plus court et présentant un compromis optimal entre les contraintes topographiques, géologiques et logistiques.

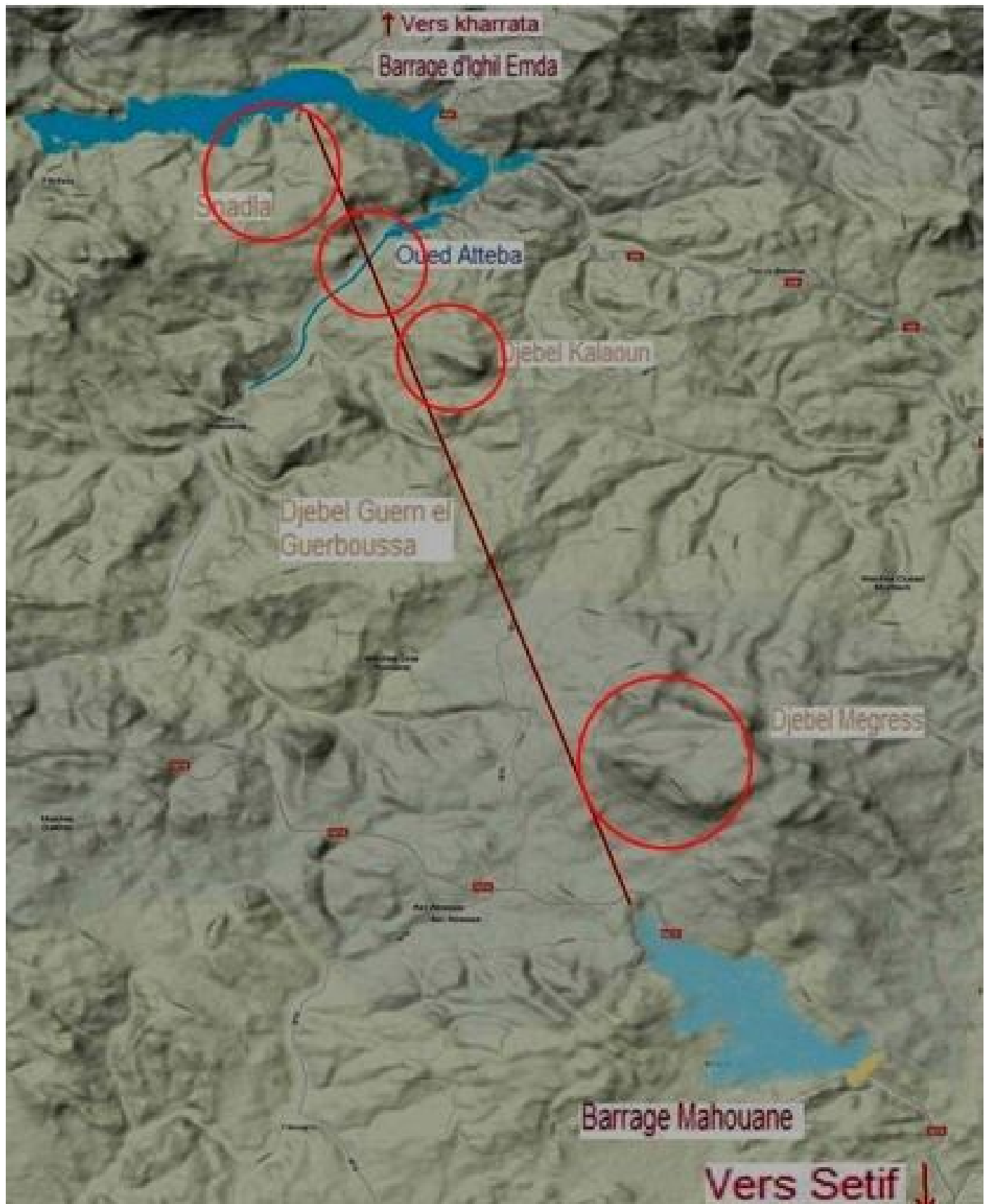


Figure II.1 : Plan en relief de la région Sétif-Kherrata [8]

II.1.3.1 Variante 1

Cette première variante propose la traversée de la région de Snadla par le linéaire le plus court avec une orientation Sud-Est (Figure II.2). Le franchissement du cours d'eau de l'Oued Atteba se fait sur une section assez large de près de 300 m.

La conduite rejoint la localité de Tabia et prend une orientation plein Sud tout en contournant Djebel Kalaoun par l'Est, évitant la zone rocheuse constituant la montagne et les quelques habitations existantes et traversant des ravinements importants.

Lors des reconnaissances sur terrain, nous avons pu constater une incohérence entre la carte topographique et le terrain sur les emplacements des habitations et du réseau routier entre la localité de Tabia et Ouled Moufek (près du C.W 14) :

- Certaines constructions mentionnées sur carte sont inexistantes.
- Existence de pistes non mentionnées sur la carte.

Le tracé suit par la suite le chemin de wilaya C.W 14 surplombant la vallée de l'Oued Arba toujours en suivant un axe Nord-Sud sur 9 Km jusqu'à la localité de Batha. La direction du tracé dévie alors vers l'Est et se déverse dans le thalweg de l'Oued Guessar après avoir traversé la route nationale RN75.

Cette première variante aura une longueur totale sur plan de 22 119 m, soit une longueur réelle de 22 151 m. Le profil en long révèle la possibilité d'installation de 13 purges aux points hauts du tracé et 11 vidanges aux points bas.

On compte la traversée de 35 chaussées (majoritairement empierrées), 27 cours d'eau et ravinements ainsi que le passage de l'Oued Atteba sur une section de 300m

II.1.3.2 Variante 2

La différence entre la première variante et la deuxième réside essentiellement sur la première partie du transfert (Nord).

A l'aval de la prise d'eau, la conduite suivra globalement un axe Nord –Sud traversant la localité de Snadla et évitant le relief assez prononcé et les pics des montagnes par le flanc Ouest (Figure II.2).

Elle franchit par la suite le cours d'eau de l'Oued Atteba (Er Rouna) à travers une section assez étroite non influencée par la retenue, évitant un ouvrage aérien important, et longera une piste à l'Ouest de Djebel Kalaoun menant vers Bouzaarouren jusqu'à la localité de Hammam.

Le tracé continue suivant la même orientation parallèlement à une piste existante non mentionnée sur la carte topographique jusqu'à la localité d'El Kebir où elle rejoint le même itinéraire que la variante 1.

Ce tracé présente d'avantage de pistes le long de la conduite que la première variante, en particulier, les six premiers kilomètres juste à l'aval de la prise d'eau.

On aura pour la seconde variante une longueur totale sur plan de 22 207 m correspondant à une longueur réelle de 22 240 m, avec 13 purges aux points hauts du tracé et 11 vidanges aux points bas. On prévoit la traversé de 25 chaussées dont une chaussée goudronnée, 33 cours d'eau et ravinements ainsi que le passage de l'Oued Atteba sur une section de 90m.

II.1.3.3 Sous variantes

Le profil en long des deux variantes impose un écoulement en charge. Il peut s'effectuer soit par refoulement, soit par gravitation pour certains tronçons présentant deux points hauts successifs avec une dénivelée suffisante pour vaincre les pertes de charge.

Sur le tracé du projet, seul deux sites présentent la possibilité d'un écoulement en charge par gravitation :

- La traversé de l'Oued Atteba : un bassin implanté au sommet du premier relief alimentera la station de reprise qui sera situé sur le versant Sud à une altitude moindre. Cette disposition permettra de réduire la HMT de la première station de pompage (situé au niveau du barrage d'Ighil Emda) en diminuant la longueur de la conduite de refoulement, mais ce gain est rattrapé par l'abaissement de l'altitude de la station de reprise.
- Le tronçon Sud : représenté par les dix derniers kilomètres, un écoulement gravitaire peut être assuré après élévation de la conduite au niveau de Djebel Ghern el Guarboussa (à la moitié du transfert). Cette élévation permettra un écoulement par conduite forcée jusqu'à la restitution au niveau de la retenue de Mahouane. Cette dernière possibilité sera étudié en tant que sous variante pour chaque variante de tracé (Figure II.3).



Figure II.2: Représentation sur plan des variantes 1 et 2 [8]

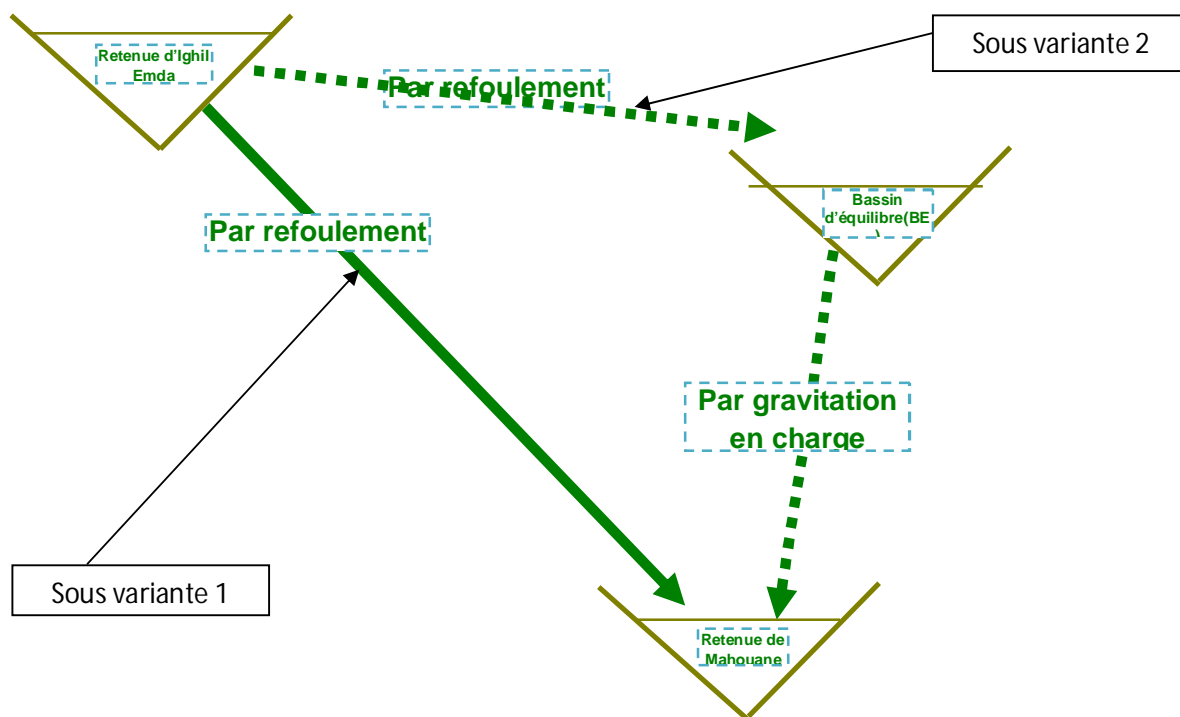


Figure II.3: Schéma du transfert Ouest

Conclusion

Au final, nous disposons de deux variantes de tracé pour la partie Nord du transfert qui se rejoignent à mi-distance entre le barrage d'Ighil Emda et Mahouane formant un tracé unique jusqu'à la restitution au niveau de la retenue. Pour la moitié Sud du transfert, nous avons défini deux sous variantes, l'une entièrement par refoulement jusqu'à proximité du barrage de Mahouane, la deuxième par refoulement à partir de la dernière station de reprise du transfert jusqu'au bassin situé à quelque kilomètres à l'aval, puis par gravité jusqu'à la restitution au niveau du barrage de Mahouane. Ces deux sous variantes présentent globalement un tracé identique mis à part un rallongement du tracé initial de quelque centaine de mètres au niveau du bassin de mise en charge, ce qui permet d'acquérir une altitude suffisante pour un écoulement gravitaire. Le tracé final correspondra au meilleur compromis technico-économique lors de la comparaison qu'on effectuera après dimensionnement des conduites du transfert.

II.2. Calcul et dimensionnement des conduites

Cette partie du chapitre est consacré au dimensionnement des différents ouvrages hydrauliques du transfert pour chaque variante retenue en vue de leur comparaison.

Nous allons tout d'abord présenter les différentes lois régissant les phénomènes hydrauliques se produisant au sein du transfert, puis nous déterminerons la position des ouvrages principaux le long de chaque tracé, à savoir, l'altitude des stations de pompage et des réservoirs ainsi que la longueur réelle de la conduite entre les ouvrages.

Par la suite, un choix de diamètre de conduite sera effectué pour tous les tronçons selon le type d'écoulement.

II.2.1 Lois de dimensionnement hydraulique [7]

Le dimensionnement consiste à déterminer le diamètre D pour un débit de projet défini et suivant les pertes de charge engendrées.

$$Q = V * \frac{\pi D^2}{4} [m^3 / s] \quad (\text{II.1})$$

Avec, D : diamètre de la conduite [m] et V : vitesse d'écoulement [m/s].

Le choix d'une vitesse d'écoulement acceptable doit passer par la prise en compte des paramètres suivants :

- La stagnation ;
- La turbidité ;
- La pression ;
- Le coup de bélier ;
- Les installations de pompage ;
- Calcul des pertes de charge

II.2.1.1 Pertes de charge linéaires [7]

L'écoulement en charge est régi par la formule générale de l'écoulement

$$J = \frac{\lambda V^2}{D 2g} \quad [m/m] \quad (\text{II.2})$$

Avec, g : force de pesanteur [m/s²] ; λ : coefficient de perte de charge.

Le coefficient de perte de charge λ est calculé par la formule de Colebrook :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log_{10} \left(\frac{2,51}{\text{Re} \sqrt{\lambda}} + \frac{k}{3,7D} \right) \quad (\text{II.3})$$

Avec,

k : coefficient de rugosité absolu équivalent de la conduite ; (On prend pour l'acier k=0,001m)

$\text{Re} = \frac{VD}{\nu}$: Nombre de Reynolds tel que

$\nu = 1,301 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$: viscosité cinématique de l'eau à $t = 10^\circ$.

On peut constater que la formule de Colebrook associe deux formules :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log_{10} \left(\frac{2,51}{\text{Re} \sqrt{\lambda}} \right) \quad (\text{II.4}) \quad \text{Von Karman}$$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log_{10} \left(\frac{k}{3,7D} \right) \quad (\text{II.5}) \quad \text{Nikuradsé}$$

Pour des valeurs assez élevées du nombre de Reynolds, on retrouve à partir de l'équation de Colebrook la formule de Nikuradsé correspondante à un régime turbulent rugueux.

L'équation de Colebrook est implicite. Dans le cas de conduites de grand diamètre et à des vitesses assez élevées, sa résolution peut s'effectuer par une première approche qui consiste à déterminer λ par la formule de Nikuradsé pour un écoulement à grand nombre de Reynolds (écoulement turbulent rugueux : D et V importants), puis effectuer une correction de la valeur ainsi calculée en résolvant par itération l'équation de Colebrook.

II.2.1.2 Pertes de charge singulière

Les pertes de charge singulières occasionnées tout au long de la conduite sont estimées à 20 des pertes de charge linéaire dans le cas de tronçons en refoulement. Toutefois, l'estimation des pertes de charge singulières n'a qu'une faible influence sur le point de fonctionnement des pompes .
Pertes de charge totales = pertes de charge linéaire + 0,2 pertes de charge linéaire

$$\rightarrow \text{PDC} = 1,2 \times J \times L \text{ [m]}$$

Dans le cas d'un écoulement gravitaire, la majoration des pertes de charge provoque une diminution de la pente de la ligne piézométrique j, et donc peut conduire à une sous estimation des pressions le long des conduites. Dans le but d'augmenter la sécurité lors de l'estimation des pressions, on négligera les pertes de charge singulières dans le calcul et dimensionnement des tronçons à écoulement par gravitation.

II.2.1.3 Critères de résistance mécanique

La conduite de transfert doit répondre aux critères de résistance mécanique conformément aux normes, liés aux facteurs suivants.

- La nature des terrains traversés et les potentialités de mouvements de terrain et de tremblements de terre
- La pression maximale de service et de fonctionnement en régimes transitoires.
- La profondeur de pose et les surcharges supportées.

En ce qui concerne les actions intérieures, les conduites doivent être conçues pour des conditions de débit maximal, de débit nul et de régimes transitoires. Pour les actions extérieures, il se doit de considérer les charges de remblai, les charges en surface, la nappe phréatique, les charges mobiles ainsi que le poids propre de la conduite et de l'eau qu'elle contient.

Les variations de températures et l'effet de fond non repris sont aussi à prendre en compte.

Les différents tronçons du transfert sont dimensionnés en optant pour :

- Des épaisseurs variant selon les critères mécaniques.
- Des nuances d'acier différentes pour une épaisseur normalisée suivant les pressions et contraintes maximales

Lors d'un projet de grande envergure, il est souvent préférable d'opter pour une conduite de même épaisseur et varier la nuance d'acier selon les différentes pressions projetées.

Cela permettra d'éviter les erreurs d'assemblages et de pose, sécurisant ainsi le chantier.

- **Définition des termes de pression**

Les pressions relatives au système (concepteur) sont :

- PMS : c'est la pression maximale de service. Elle représente la pression maximale au niveau d'une section de conduite pour le cas le plus prépondérant :
 - La pression statique maximale à débit nul.
 - La pression maximale en régime dynamique.
- PMF : c'est la pression maximale à supporter = PMS + la pression maximale aux phases transitoires ;
- PET : représente la pression d'essai en tranchée.

Les différentes pressions relatives au composant (fabricant) sont :

- PFA = pression de fonctionnement admissible = pression hydrostatique maximale que la canalisation doit supporter de façon permanente. (Pression de rupture / coefficient de sécurité) ;
- PMA = pression maximale admissible (lors des phases transitoires) ;

- PEA = pression d'épreuve admissible sur chantier. Représente la pression hydrostatique maximale à laquelle un composant nouvellement mis en œuvre est capable de résister pendant un laps de temps relativement court afin d'assurer l'intégrité et l'étanchéité de la conduite.

Les canalisations installées devront être conformes aux conditions suivantes :

$$PMS < PFA$$

$$PMF < PMA$$

$$PET < PEA$$

- **Estimation de la PMS**

Cas gravitaire : La PMS est calculée par rapport à la charge disponible. Lors de la fermeture d'une vanne en aval de la conduite, la pression hydrostatique induite par la hauteur disponible sera significative relativement aux pressions calculées par rapport à la ligne de charge en régime dynamique.

Cas en refoulement : Les pressions le long d'une conduite en refoulement sont maximales en régime dynamique. La ligne de charge étant toujours supérieure à la hauteur géométrique de l'installation, l'établissement d'un régime stationnaire n'entraîne pas une augmentation des pressions au sol. La PMS sera calculée par rapport à la ligne de charge.

- **Epaisseur de la conduite**

L'épaisseur requise afin que la conduite résiste aux contraintes internes peut être calculée par la formule suivante :

$$e = \frac{PD}{2\delta K_f} + e_s \quad (\text{II.6})$$

Avec, e : épaisseur de la conduite [mm] ; P : pression hydrostatique [N/mm²] ; D : diamètre de la conduite [m]. δ : Contrainte admissible [N/mm²] ; Kf = 0,9 pour une conduite avec soudures inspectées aux rayons X, Kf = 1 pour une conduite sans soudure ou avec soudures inspectées aux rayons X et stabilisées, es : épaisseur supplémentaire prenant en compte la corrosion [mm].

II.2.2 Dimensionnement des conduites en charge

Le dimensionnement d'une canalisation sous pression se fait en tenant compte :

- Par refoulement : des paramètres économiques et hydrauliques optimaux (amortissement des installations et frais de pompage).
- Par gravitation : des paramètres hydrauliques (vitesse, pertes de charge, débit).

II.2.2.1 Par refoulement

Dans le cas d'un transfert par refoulement, le dimensionnement de la conduite passe par un choix économique faisant intervenir les deux pôles principaux influents du coût de revient du projet et dépendants du diamètre :

- Le coût d'investissement dicté par le prix de la conduite.

Le coût de l'énergie engendrée par les stations de pompage lié aux pertes de charge.

Le choix consiste en un compromis entre ces deux paramètres liés. L'augmentation du diamètre entraîne une augmentation du prix d'investissement du projet, mais en contre partie, engendre des pertes de charge moindres et par ce fait une baisse de l'énergie consommée.

Il existe des formules permettant de déterminer le diamètre économique d'une conduite de refoulement telle que les formules de Bress, Vibert et Koch, très utiles pour des petites études ou lors d'un avant-projet sommaire. Pour des installations plus importantes, une évaluation plus rigoureuse facilitée par les moyens de calculs actuels est nécessaire faisant intervenir tout les aspects du calcul économique approprié.

II.2.2.1.1 Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement annuels sont obtenus par la relation suivante :

$$\mathbf{Fa} = \mathbf{Pc} \times \mathbf{L} \times \mathbf{Am} \text{ [Da]}$$

$$A_m = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (\text{II.7}) \quad \text{Avec} \quad \text{Pc: prix unitaire de la conduite [Da/ml]}$$

L : la longueur de la conduite [m]

Am : l'amortissement annuel

i: le taux d'annuité

n : le nombre d'année d'amortissement

II.2.2.1.2 Frais d'exploitation

Ils sont calculés en multipliant le prix unitaire du KWh par l'énergie consommée du système de pompage.

$$\mathbf{Fe} = \mathbf{e} \times \mathbf{E} \text{ [Da]}$$

Avec, e : Prix unitaire de l'énergie [Da/KWh] ;

$$\mathbf{E} = \mathbf{8760} \times \mathbf{P} \text{ : Energie consommée [KWh]}$$

$$P = \frac{gHMTQ}{\eta} \quad (\text{II.8}) \quad \text{: Puissance de l'installation [KW]}$$

Q : Débit pompé [m³/s]

g : Force de pesanteur [m/s^2]

η : Rendement de la pompe [%]

HMT = Hg + PDC_T : Hauteur manométrique totale [m]

Hg : Hauteur géométrique [m]

PDC_T = J x L : Pertes de charge total [m]

$$J = \frac{8\lambda Q^2}{\pi^2 g D^5} \quad (\text{II.9})$$

J : est le gradient hydraulique [m/m]

λ : coefficient de perte de charge.

II.2.2.1.3 Coût global

Le coût global annuel est représenté par la somme des frais d'amortissement et les frais d'exploitation :

$$C_g = F_a + F_e$$

II.2.2.2 Par gravité

L'écoulement s'effectue à partir d'un réservoir situé à une altitude suffisante pour vaincre les pertes de charge causées par le débit transitant (charge disponible).

Les paramètres hydrauliques intervenants dans le dimensionnement sont

- Le débit
- La vitesse
- La perte de charge unitaire (gradient hydraulique 'j')

Les étapes de dimensionnement sont les suivantes :

On dispose d'une charge disponible définie par la différence d'altitudes entre les deux bassins d'extrémité :

$$\begin{aligned} \Delta H_d &= J * L \\ \Rightarrow \Delta H_d &= \frac{8\lambda L Q^2}{\pi^2 g D_c^5} \\ \Rightarrow D_c &= \left(\frac{8\lambda L Q^2}{\pi^2 g \Delta H_d} \right)^{\frac{1}{5}} \quad (\text{II.10}) \end{aligned}$$

Il est fort possible que le diamètre qu'on va trouver ne sera pas disponible sur le marché, la on doit normalisé notre diamètre comme suite :

Il est évident que notre diamètre calculé D_c est compris entre deux diametre normalisé qu'on appellera D_1 et D_2 tel que $D_1 < D_c < D_2$

Le calcul se fait en résolvant un système de deux équations :

$$\Delta H_d = \Delta H_1 + \Delta H_2 = \frac{8\lambda Q^2}{\pi^2 g} \left(\frac{L_1}{D_1^5} \right) + \left(\frac{L_2}{D_2^5} \right) \quad (\text{II.11})$$

$$L_2 + L_1 = L \quad (\text{II.12})$$

Au finale on veillera à avoir des vitesses d'écoulement raisonnables.

II.2.3 Positionnement des stations de pompage et des bassins d'équilibres

II.2.3.1 Positionnement des stations de pompage

La hauteur géométrique totale du projet est définie par la différence entre le niveau minimal d'exploitation de la retenue d'Ighil Emda 520 N.G.A et le point le plus élevé du profil en long de la conduite de transfert environs 1225 N.G.A.

Hg TOT = 705 m.

Les paramètres intervenant dans le positionnement des stations de pompage sont :

- La hauteur manométrique composée principalement de la hauteur géométrique (dénivelée) ;
- L'utilisation de matériaux et équipements courants pour les stations de pompage et les canalisations limitant le projet à une PMS aux alentours de 250 m.CE ;
- La topographie, géologie et occupation du sol au niveau des terrains destinés à l'implantation des stations de pompage aux altitudes requises.

Ce qui revient à diviser le projet en trois (3) parties de hauteurs géométriques d'environs 235 m.

Le tableau II.1 donne les altitudes des différentes stations de pompage du transfert (les altitudes ne sont pas définitives).

Tableau II.1 : Altitudes des Stations de pompage

	Variante 1	Variante 2
SP1	538 N.G.A	538 N.G.A
SR1	770 N.G.A	760 N.G.A
SR2	1004 N.G.A	1000 N.G.A

II.2.3.2 Positionnement des bassins d'équilibres

Concernant la deuxième sous variante, on doit positionner des bassins d'équilibres pour avoir un écoulement gravitaire en charge jusqu'à la retenue de Mahouane.

Le niveau de retenue du barrage de Mahouane est à la cote 1146 N.G.A. Afin de dissiper au maximum l'énergie de l'écoulement, on se propose d'effectuer la restitution de l'eau du transfert à travers une conduite en charge et dissiper ainsi la charge disponible.

On propose de positionner un bassin d'équilibre au niveau de Djebel Ghern el Guarboussa à la cote 1244 N.G.A.

Le positionnement du bassin d'équilibre servant à la mise en charge pour un écoulement gravitaire d'un débit de 6 m³/s jusqu'à la cote de la retenue 1146 N.G.A, nous donne :

Tableau II.2 : Calcul du diamètre optimal (Cas d'un seul bassin)

Hd [m]	98	V [m/s]	3,78
Q [m³/s]	6	λ	0,018
L [m]	10566,9	J [m/m]	0,009
Alt départ	1244	PDC [m]	98
Alt arrivée	1146	D [m]	1,421

On remarque que le diamètre trouvé n'est pas commercialisé dans ce cas on envisage deux solutions :

- Soit on le normalise en remplaçant cette conduite imaginaire par deux tel que le diamètre calculé sera compris entre ces deux diamètres.

- Soit on le majorant puis on diminuera l'augmentation du débit engendrée en utilisant une vanne (installation d'une vanne).

On optera pour la deuxième solution vue qu'elle est simple, de plus la vanne nous sera utile pour la gestion de notre transfert.

Le passage à un diamètre commercial donne :

Tableau II.3 : Adoption d'un diamètre commercial (cas d'un seul bassin)

Calcul des Q avec Hd connue					
D [m]	V [m/s]	λ	J [m/m]	PDC [m]	Q [m3/s]
1,4	3,749	0,0181209	0,0092742	98	5,769
1,5	3,912	0,017832	0,0092742	98	6,91

Pour un diamètre 1,5 m, le débit doit être ajusté pour correspondre au débit de projet Q = 6 m³/s, cette régulation passe par l'installation d'une vanne.

Tableau II .4 : Calcul de la charge à dissiper

Calcul de la hauteur nécessaire pour un débit connu				
D [m]	V [m/s]	λ	J [m/m]	H _n [m]
1,5	3,397	0,017832	0,0019782	73,82

La perte de charge nécessaire à l'obtention du débit de projet est : $\Delta H = H_d - H_n$,
Comme $H_d = 98$ m et $H_n = 74,26$ m alors : $\Delta H = 23,74$ m.

II.2.4 Dimensionnement

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

Tableau II.5 : Paramètres de dimensionnement pour les conduites par refoulement

Paramètres hydrauliques		Paramètres économiques		V max [m/s]	2,5
Débit [m3/s]	6	Années amortissement	30	V min [m/s]	1,5
k [m]	0,001	Taux annuité	8,00%	D min [m]	1,8
v [m2/s]	1,301E-06	Prix énergie [Da/KWh]	4,179	D max [m]	2,2
η	0,8				

II.2.4.1 Type de conduite

Le choix du type de conduite s'établit suivant des critères techniques et économiques tels que :

- Disponibilité sur le marché ;
- Comportement vis-à-vis des phénomènes transitoires ;
- Résistance à la pression interne, externe et à la flexion ;
- Frais de fourniture et de pose ;
- Nature des terrains traversés ;
- Pertes de charge et vitesse d'écoulement ;
- Poids et contraintes de pose.

Dans ce projet, nous disposons d'un débit important de 6 m³/s imposant de gros diamètres, un profil en long très accidenté engendrant des pressions au sol élevées, et des hauteurs géométriques provoquant des phénomènes transitoires importants.

Les terrains traversés par les conduites sont de type varié (roches calcaires, marne...).

Toutes ces contraintes nous conduisent à opter pour des conduites en acier d'épaisseur uniforme de 14,5 mm répondant aux critères de résistance mécanique.

II.2.4.2 Prix des conduites

Pour la suite de notre étude, nous disposons de la liste des prix figurant sur le tableau II.6.

Tableau II .6 : Prix des conduites selon les conditions économiques de 2010

Diamètre conduite [m]	Prix pose conduite [Da/ml]	Tranchée pour conduite [Da/ml]	Remblaiement conduite [Da/ml]	Prix total conduite [Da/ml]
1,8	95287,36	1100	860	97247,36
1,9	107767,6	1100	860	109727,6
2	117638,2	1100	860	119598,2
2,1	167814,9	1300	970	170084,9
2,2	187428,4	1300	970	189698,4
2,3	196840	1300	970	199110
2,4	206230,5	1300	970	208500,5
2,5	215599,7	1300	970	217869,7

Source : (Agence nationale des barrages et transferts « A.N.B.T » d'Alger)

II.2.4.3 Variante 1

La variante 1 est composée de tronçons SP1-SR1 et SR1-SR2 par refoulement, ainsi que d'une partie SR2-Mahouane variant selon les sous variantes étudiées.

II.2.4.3.1. Dimensionnement de la conduite reliant SP1-SR1

Le transfert entre SP1-SR1 s'effectue par refoulement. Les résultats de ce dimensionnement sont donnés dans les tableaux ci-dessous.

- **Frais de conduite (d'amortissement)**

On a : $H_g = 250$ m ; $L = 5015.8$ m

Tableau II .7: Frais de conduite du tronçon SP1-SR1 V.1

Diamètre [m]	v [m/s]	L [m]	Frais conduite SP1-SR1 V.1					
			Prix conduite [Da/ml]	Coût total conduite [Da]	n(ans)	Annuit é	A_m	Frais amortissement [Da]
1,8	2,36	5015,8	97247,36	487773308	30	0,08	0,0888274	43327651,1
1,9	2,12	5015,8	109727,55	550371445	30	0,08	0,0888274	48888082,9
2	1,91	5015,8	119598,22	599880752	30	0,08	0,0888274	53285867,5
2,1	1,73	5015,8	170084,88	853111741	30	0,08	0,0888274	75779726,4
2,2	1,58	5015,8	189698,38	951489134	30	0,08	0,0888274	84518337,7

- **Frais d'exploitation**

Tableau II .8: Frais d'exploitation du tronçon SP1-SR1 V.1

Diamètre [m]	Frais d'exploitation							
	Prix énergie [Da/KWh]	λ	J [m/m]	Hg [m]	PDC [m]	HMT [m]	P [KW]	E [KWh]
1,8	4,179	0,01710109	0,00269479	250	16,22	266,22	19587,1	171583218
1,9	4,179	0,01689296	0,00203143	250	12,23	262,23	19293,4	169009822
2	4,179	0,016699	0,00155383	250	9,35	259,35	19081,9	167157074

Tableau II .8: Frais d'exploitation du tronçon SP1-SR1 V.1 (Suite et fin)

Diamètre [m]	Frais d'exploitation							
	Prix énergie [Da/KWh]	λ	J [m/m]	Hg [m]	PDC [m]	HMT [m]	P [KW]	E [KWh]
2,1	4,179	0,017109	0,00120424	250	7,2482968	257,25	18927	165800901
2,2	4,179	0,016689	0,00094449	250	5,6848634	255,68	18812	164793241

- **Coût global**

Tableau II .9: Coût global du tronçon SP1-SR1 V.1

Diamètre [m]	Frais amortissement [Da]	Coût annuel énergie [Da]	Coût global [Da]
1,8	43327651,05	717046268	760373919,1
1,9	48888082,89	706292046	755180128,7
2	53285867,53	698549413	751835280,1
2,1	75779726,35	692881963	768661689,7
2,2	84518337,7	688670955	773189292,3

La comparaison du coût global nous fixe pour ce tronçon un diamètre économique $D = 2,0$ m.

II.2.4.3.2 Dimensionnement de la conduite reliant SR1-SR2

Le transfert entre SR1-SR2 s'effectue par refoulement. Les résultats de ce dimensionnement sont donnés dans les tableaux ci-dessous.

- **Frais de conduite (d'amortissement)**

On a : $H_g = 234$ m ; $L = 5233,5$ m

Tableau II .10: Frais de conduite du tronçon SR1-SR2 V.1

Diamètre [m]	v [m/s]	L [m]	Frais conduite SR1-SR2 V.1					
			Prix Conduite [Da/ml]	Coût total Conduite [Da]	n(ans)	Annuité	A_m	Frais amortissement [Da]
1,8	2,36	5233,5	97247,36	508944058,6	30	0,08	0,0888274	45208194,46
1,9	2,12	5233,5	109727,55	574259132,9	30	0,08	0,0888274	51009964,88
2	1,91	5233,5	119598,22	625917284,4	30	0,08	0,0888274	55598625,88
2,1	1,73	5233,5	170084,88	890139219,5	30	0,08	0,0888274	79068782,22
2,2	1,58	5233,5	189698,38	992786471,7	30	0,08	0,0888274	88186674,19

- **Frais d'exploitation**

Tableau II .11: Frais d'exploitation du tronçon SR1-SR2 V.1

Diamètre [m]	Frais d'exploitation								
	Prix énergie [Da/KWh]	λ	J [m/m]	Hg [m]	PDC [m]	HMT [m]	P [KW]	E [KWh]	Coût annuel énergie [Da]
1,8	4,179	0,01710109	0,00269479	234	16,92	250,92	18461,7	161724678	675847429
1,9	4,179	0,01689296	0,00203143	234	12,75	246,76	18155,2	159039589	664626443
2	4,179	0,016699	0,00155383	234	9,75	243,76	17934,5	157106426	656547758
2,1	4,179	0,01651759	0,00120424	234	7,56	241,56	17773,0	155691391	650634325
2,2	4,179	0,01634737	0,00094449	234	5,93	239,93	17653,0	154639996	646240546

- **Coût global**

Tableau II .12: Coût global du tronçon SR1-SR2 V.1

Diamètre [m]	Frais amortissement [Da]	Coût annuel énergie [Da]	Coût global [Da]
1,8	45208194,46	675847429	721055623,8
1,9	51009964,88	664626443	715636408,0
2	55598625,88	656547758	712146383,6
2,1	79068782,22	650634325	729703107,2
2,2	88186674,19	646240546	734427220,6

La comparaison du coût global nous fixe pour ce tronçon un diamètre économique $D = 2,0$ m.

II.2.4.3.3 Sous variante 1

La sous variante 1 est composé d'un seul tronçon par refoulement entre la station de reprise SR2 et le bassin d'équilibre BE.

II.2.4.3.3.1 Dimensionnement de la conduite reliant SR2-BE :

Le transfert entre SR2-BE s'effectue par refoulement. Les résultats de ce dimensionnement sont donnés dans les tableaux ci-dessous.

On a : $H_g = 221$ m ; $L = 11393,6$ m

- **Frais de conduite (d'amortissement)**

Tableau II .13 : Frais de conduite du tronçon SR2-BE V.1SV.1

Diamètre [m]	v [m/s]	L [m]	Frais conduite SR2-BE V.1 SV.1					
			Prix conduite [Da/ml]	Coût total conduite [Da]	n(ans)	Annuit é	A _m	Frais amortissement [Da]
1,8	2,36	11393,6	97247,36	1107997521	30	0,08	0,0888274	98420575,98
1,9	2,12	11393,6	109727,55	1250191814	30	0,08	0,0888274	111051330,1
2	1,91	11393,6	119598,22	1362654279	30	0,08	0,0888274	121041082,2
2,1	1,73	11393,6	170084,88	1937879089	30	0,08	0,0888274	172136825,7
2,2	1,58	11393,6	189698,38	2161347462	30	0,08	0,0888274	191986947,7

- **Frais d'exploitation**

Tableau II .14 : Frais d'exploitation du tronçon SR2-BE V.1 SV.1

Diamètre [m]	Frais d'exploitation								
	Prix énergie [Da/KWh]	λ	J [m/m]	Hg [m]	PDC [m]	HMT [m]	P [KW]	E [KWh]	Coût annuel énergie [Da]
1,8	4,179	0,01710109	0,00269479	221	36,84	257,84	18970,9	166184883,6	694486629
1,9	4,179	0,01689296	0,00203143	221	27,77	248,77	18303,6	160339306,5	670057962
2	4,179	0,016699	0,00155383	221	21,24	242,24	17823,1	156130712,2	652470246
2,1	4,179	0,01651759	0,00120424	221	16,46	237,46	17471,5	153050107,1	639596397
2,2	4,179	0,01634737	0,00094449	221	12,91	233,91	17210,2	150761166,4	630030914

- **Coût global**

Tableau II .15: Coût global du tronçon SR1-SR2 V.1

Diamètre [m]	Frais amortissement [Da]	Coût annuel énergie [Da]	Coût global [Da]
1,8	98420575,98	694486629	792907204,7
1,9	111051330,1	670057962	781109292,0
2	121041082,2	652470246	773511328,3
2,1	172136825,7	639596397	811733223,1
2,2	191986947,7	630030914	822017862,2

La comparaison du coût global nous fixe pour ce tronçon un diamètre économique $D = 2,0$ m.

II.2.4.3.4 Sous variante 2

La sous variante 2 est composé d'un tronçon par refoulement entre SR2-BE1 et d'un tronçon par gravitation en charge entre BE1-BE2.

II.2.4.3.4.1 Dimensionnement de la conduite reliant SR2-BE1 :

Le transfert entre SR2-BE1 s'effectue par refoulement Les résultats de ce dimensionnement sont donnés dans les tableaux ci-dessous.

On a : $H_g = 241$ m ; $L = 2223$ m

- **Frais de conduite (d'amortissement)**

Tableau II .16 : Frais de conduite du tronçon SR2-BE1 V.1SV.2

Diamètre [m]	v [m/s]	L [m]	Frais conduite SR2-BE1. V.1 SV.2					
			Prix conduite [Da/ml]	Coût total conduite [Da]	n(ans)	Annuité	A_m	Frais amortissement [Da]
1,8	2,36	2223	97247,36	216180881,3	30	0,08	0,0888274	19202792,83
1,9	2,12	2223	109727,55	243924343,7	30	0,08	0,0888274	21667173,39
2	1,91	2223	119598,22	265866843,1	30	0,08	0,0888274	23616269,29
2,1	1,73	2223	170084,88	378098688,2	30	0,08	0,0888274	33585536,04
2,2	1,58	2223	189698,38	421699498,7	30	0,08	0,0888274	37458484,13

- **Frais d'exploitation**

Tableau II .17 : Frais d'exploitation du tronçon SR2-BE1 V.1 SV.2

Diamètre [m]	Frais d'exploitation								
	Prix énergie [Da/KWh]	λ	J [m/m]	Hg [m]	PDC [m]	HMT [m]	P [KW]	E [KWh]	Coût annuel énergie [Da]
1,8	4,179	0,01710109	0,00269479	244	7,19	251,19	18260,5	159961790	668480322
1,9	4,179	0,01689296	0,00203143	244	5,42	249,42	18130,3	158821262	663714056
2	4,179	0,016699	0,00155383	244	4,15	248,15	18036,5	158000125	660282525
2,1	4,179	0,01651759	0,00120424	244	3,21	247,21	17967,9	157399070	657770714
2,2	4,179	0,01634737	0,00094449	244	2,52	244,52	17916,9	156952476	655904397

- Coût global

Tableau II .18: Coût global du tronçon SR2-BE1 V.1 SV.2

Diamètre [m]	Frais amortissement [Da]	Coût annuel énergie [Da]	Coût global [Da]
1,8	19202792,83	668480322	687683114,4
1,9	21667173,39	663714056	685381229,2
2	23616269,29	660282525	683898794,0
2,1	33585536,04	657770714	691356250,1
2,2	37458484,13	655904397	693362881,3

La comparaison du coût global nous fixe pour ce tronçon un diamètre économique D = 2,0 m.

II.2.4.3.4.1 Dimensionnement de la conduite reliant BE1-BE2

Le transfert entre BE1-BE2 s'effectue par gravitation en charge. Les résultats de ce dimensionnement sont donnés dans les tableaux ci-dessous.

Tableau II .19 : Dimensionnement de la conduite BE1-BE2 V.1SV.2

Calcul du diamètre optimal					
Hd [m]	19	V [m/s]	2,0958613		
Q [m3/s]	6	λ	0,0168736		
L [m]	9605	J [m/m]	0,0019782		
Alt départ	1244	PDC [m]	19		
Alt arrivée	1225	D [m]	1,91		
Calcul des Q avec Hd connue					
D [m]	V [m/s]	λ	J [m/m]	PDC [m]	Q [m3/s]
1,9	2,089	0,01689296	0,00197822	19	5,92
2	2,156	0,016699	0,00197822	19	6,77
Calcul de la hauteur nécessaire pour un débit connu					
D [m]	V [m/s]	λ	J [m/m]	PDC [m]	Hn
2	1,911	0,016699	0,00197822	19	14,923958

Nous optons pour une conduite D= 2 m.

L'ajustement au débit de projet de 6 m3/s s'effectue par une perte de charge singulière d'une vanne de régulation aval au niveau de BE2 :

La perte de charge nécessaire à l'obtention du débit de projet est : $\Delta H = H_d - H_n$,

Comme $H_d = 19$ m et $H_n = 14,92$ m alors : $\Delta H = 4,08$ m.

II.2.4.4 Variante 2

Comme pour la première variante, la variante 2 se compose de tronçons par refoulement SP1- SR1 et SR1-SR2, ainsi que d'une partie SR2-Mahouane variant selon les sous variantes étudiées.

II.2.4.4.1. Dimensionnement de la conduite reliant SP1-SR1

Le transfert entre SP1-SR1 s'effectue par refoulement. Les résultats de ce dimensionnement sont donnés dans les tableaux ci-dessous.

- **Frais de conduite (d'amortissement)**

On a : $H_g = 240$ m ; $L = 6895,7$ m

Tableau II .20: Frais de conduite du tronçon SP1-SR1 V.2

Diamètre [m]	v [m/s]	L [m]	Frais conduite SP1-SR1 V.2					
			Prix conduite [Da/ml]	Coût total conduite [Da]	n(ans)	Annuité	A_m	Frais amortissement [Da]
1,8	2,36	6895,7	97247,36	670588620	30	0,08	0,0888274	59566666
1,9	2,12	6895,7	109727,55	756648267	30	0,08	0,0888274	67211123,5
2	1,91	6895,7	119598,22	824713446	30	0,08	0,0888274	73257178,7
2,1	1,73	6895,7	170084,88	1172854307	30	0,08	0,0888274	104181638
2,2	1,58	6895,7	189698,38	1308103119	30	0,08	0,0888274	116195443

- **Frais d'exploitation**

Tableau II .21: Frais d'exploitation du tronçon SP1-SR1 V.2

Diamètre [m]	Frais d'exploitation								
	Prix énergie [Da/KWh]	λ	J [m/m]	Hg [m]	PDC [m]	HMT [m]	P [KW]	E [KWh]	Coût annuel énergie [Da]
1,8	4,179	0,01710109	0,00269479	240	22,29	262,3	19298,6	169056150	706485650
1,9	4,179	0,01689296	0,00203143	240	16,80	256,81	18894,8	165518256	691700792
2	4,179	0,0166997	0,00155383	240	12,85	251,71	18604	162971106	681056253

Tableau II .21: Frais d'exploitation du tronçon SP1-SR1 V.2. (suite et fin)

Diamètre [m]	Frais d'exploitation								Coût annuel énergie [Da]
	Prix énergie [Da/KWh]	λ	J [m/m]	Hg [m]	PDC [m]	HMT [m]	P [KW]	E [KWh]	
2,1	4,179	0,01651759	0,00120424	240	9,96	249,96	18391,2	161106645	673264669
2,2	4,179	0,01634737	0,00094449	240	7,81	247,82	18233	159721319	667475392

- Coût global

Tableau II .22: Coût global du tronçon SP1-SR1 V.2

Diamètre [m]	Frais amortissement [Da]	Coût annuel énergie [Da]	Coût global [Da]
1,8	59566666	706485650	766052316,0
1,9	67211123,5	691700792	758911915,5
2	73257178,7	681056253	754313431,7
2,1	104181638	673264669	777446307,0
2,2	116195443	667475392	783670835,0

La comparaison du coût global nous fixe pour ce tronçon un diamètre économique $D = 2,0$ m.

II.2.4.4.2 Dimensionnement de la conduite reliant SR1-SR2

Le transfert entre SR1-SR2 s'effectue par refoulement. Les résultats de ce dimensionnement sont donnés dans les tableaux ci-dessous.

- Frais de conduite (d'amortissement)

On a : $H_g = 240$ m ; $L = 4400$ m

Tableau II .23 : Frais de conduite du tronçon SR1-SR2 V.2

Diamètre [m]	v [m/s]	L [m]	Frais conduite SR1-SR2 V.2					Frais amortissement [Da]
			Prix conduite [Da/ml]	Coût total conduite [Da]	n(ans)	Annuité	A_m	
1,8	2,36	4500	97247,36	367478324	30	0,08	0,0888274	32642156,34
1,9	2,12	4500	109727,55	414638465,9	30	0,08	0,0888274	36831270,71
2	1,91	4500	119598,22	451937753,7	30	0,08	0,0888274	40144470,72
2,1	1,73	4500	170084,88	642716744,5	30	0,08	0,0888274	57090878,81
2,2	1,58	4500	189698,38	716832238,3	30	0,08	0,0888274	63674367,9

- **Frais d'exploitation**

Tableau II .24: Frais d'exploitation du tronçon SR1-SR2 V.2

Diamètre [m]	Frais d'exploitation								Coût annuel énergie [Da]
	Prix énergie [Da/KWh]	λ	J [m/m]	Hg [m]	PDC [m]	HMT [m]	P [KW]	E [KWh]	
1,8	4,179	0,01710109	0,00269479	240	12,22	252,22	18557,1	162559883,3	679337752
1,9	4,179	0,01689296	0,00203143	240	9,21	249,21	18335,7	160621139,9	671235744
2	4,179	0,016699	0,00155383	240	7,05	245,87	18176,4	159225318	665402604
2,1	4,179	0,01651759	0,00120424	240	5,46	245,46	18059,8	158203604,9	661132865
2,2	4,179	0,01634737	0,00094449	240	4,28	244,28	17973,1	157444455,1	657960378

- **Coût global**

Tableau II .25 : Coût global du tronçon SR1-SR2 V.2

Diamètre [m]	Frais amortissement [Da]	Coût annuel énergie [Da]	Coût global [Da]
1,8	32642156,34	679337752	711979908,3
1,9	36831270,71	671235744	708067014,7
2	40144470,72	665402604	705547074,7
2,1	57090878,81	661132865	718223743,8
2,2	63674367,9	657960378	721634745,9

La comparaison du coût global nous fixe pour ce tronçon un diamètre économique $D = 2,0$ m.

II.2.4.4.3 Sous variante 1

La sous variante 1 est composé d'un seul tronçon par refoulement entre la station de reprise SR2 et le bassin d'équilibre BE.

II.2.4.3.3.1 Dimensionnement de la conduite reliant SR2-BE

Le transfert entre SR2-BE s'effectue par refoulement. Les résultats de ce dimensionnement sont donnés dans les tableaux ci-dessous.

On a : $H_g = 225 \text{ m}$; $L = 10939 \text{ m}$

- **Frais de conduite (d'amortissement)**

Tableau II .26 : Frais de conduite du tronçon SR2-BE V.2 SV.1

Diamètre [m]	v [m/s]	L [m]	Frais conduite SR2-BE V.2 SV.1					
			Prix conduite [Da/ml]	Coût total conduite [Da]	n(ans)	Annuité	A_m	Frais amortissement [Da]
1,8	2,36	10939	97247,36	1063788871	30	0,08	0,0888274	94493635,08
1,9	2,12	10939	109727,55	1200309669	30	0,08	0,0888274	106620427,2
2	1,91	10939	119598,22	1308284929	30	0,08	0,0888274	116211592,3
2,1	1,73	10939	170084,88	1860558502	30	0,08	0,0888274	165268636,4
2,2	1,58	10939	189698,38	2075110579	30	0,08	0,0888274	184326746,7

- **Frais d'exploitation**

Tableau II .27 : Frais d'exploitation du tronçon SR2-BE V.2 SV.1

Diamètre [m]	Frais d'exploitation								
	Prix énergie [Da/KWh]	λ	J [m/m]	Hg [m]	PDC [m]	HMT [m]	P [KW]	E [KWh]	lénergie Coût annue [Da]
1,8	4,179	0,01710109	0,00269479	225	35,37	260,37	19157,0	167815470,9	701300853
1,9	4,179	0,01689296	0,00203143	225	26,67	251,67	18516,3	162203129,9	677846880
2	4,179	0,016699	0,00155383	225	20,40	242	18055,1	158162456,8	660960907
2,1	4,179	0,01651759	0,00120424	225	15,81	240,81	17717,4	155204766,6	648600719
2,2	4,179	0,01634737	0,00094449	225	12,40	237,40	17466,6	153007153,7	639416895

- Coût global

Tableau II .28 : Coût global du tronçon SR2-BE V.2 SV.1

Diamètre [m]	Frais amortissement [Da]	Coût annuel énergie [Da]	Coût global [Da]
1,8	94493635,08	701300853	795794488,1
1,9	106620427,2	677846880	784467307,2
2	116211592,3	660960907	777172499,3
2,1	165268636,4	648600719	813869355,4
2,2	184326746,7	639416895	823743641,7

La comparaison du coût global nous fixe pour ce tronçon un diamètre économique $D = 2,0$ m.

II.2.4.4.4 Sous variante 2

La sous variante 2 est composé d'un tronçon par refoulement entre SR2-BE1 et d'un tronçon par gravitation en charge entre BE1-BE2.

II.2.4.4.4.1 Dimensionnement de la conduite reliant SR2-BE1

Le transfert entre SR2-BE1 s'effectue par refoulement Les résultats de ce dimensionnement sont donnés dans les tableaux ci-dessous.

On a : $H_g = 245$ m ; $L = 1540,2$ m

- Frais de conduite (d'amortissement)

Tableau II .29 : Frais de conduite du tronçon SR2-BE1 V.2 SV.2

Diamètre [m]	v [m/s]	L [m]	Frais conduite SR2-BE1 V.2 SV.2					
			Prix conduite [Da/ml]	Coût total conduite [Da]	n (an)	Annuit é	A_m	Frais amortissement [Da]
1,8	2,36	1540,2	97247,36	149780383,9	30	0,08	0,0888274	13304607,07
1,9	2,12	1540,2	109727,55	169002372,5	30	0,08	0,0888274	15012046,99
2	1,91	1540,2	119598,22	184205178,4	30	0,08	0,0888274	16362473,22
2,1	1,73	1540,2	170084,88	261964732,2	30	0,08	0,0888274	23269654,8
2,2	1,58	1540,2	189698,38	292173444,9	30	0,08	0,0888274	25953017,21

- **Frais d'exploitation**

Tableau III .30 : Frais d'exploitation du tronçon SR2-BE1 V.2 SV.2

Diamètre [m]	Frais d'exploitation								
	Prix énergie [Da/KWh]	λ	J [m/m]	Hg [m]	PDC [m]	HMT [m]	P [KW]	E [KWh]	Coût annuel énergie [Da]
1,8	4,179	0,01710109	0,00269479	245	4,98	249,98	18392,3	161116761,4	673306946
1,9	4,179	0,01689296	0,00203143	245	3,75	248,75	18302,1	160326549,5	670004651
2	4,179	0,016699	0,00155383	245	2,89	247,39	18237,2	159757626,9	667627123
2,1	4,179	0,01651759	0,00120424	245	2,23	247,23	18189,6	159341187,1	665886821
2,2	4,179	0,01634737	0,00094449	245	1,75	246,75	18154,3	159031765,5	664593748

- **Coût global**

Tableau II .31 : Coût global du tronçon SR2-BE1 V.2 SV.2

Diamètre [m]	Frais amortissement [Da]	Coût annuel énergie [Da]	Coût global [Da]
1,8	13304607,07	673306946	686611553,1
1,9	15012046,99	670004651	685016698,0
2	16362473,22	667627123	683989596,2
2,1	23269654,8	665886821	689156475,8
2,2	25953017,21	664593748	690546765,2

La comparaison du coût global nous fixe pour ce tronçon un diamètre économique $D = 2,0$ m.

II.2.4.3.4.2 Dimensionnement de la conduite reliant BE1-BE2

Le transfert entre BE1-BE2 s'effectue par gravitation en charge. Les résultats de ce dimensionnement sont donnés dans les tableaux ci-dessous.

Tableau II .32 : Dimensionnement de la conduite BE1-BE2 V.2 SV.2

Calcul du diamètre optimal			
Hd [m]	19	V [m/s]	2,09586134
Q [m3/s]	6	λ	0,0168736
L [m]	9604,6	J [m/m]	0,00197822
Alt départ	1244	PDC [m]	19
Alt arrivée	1225	D [m]	1,91

On remarque que le diamètre trouvé n'est pas commercialisé dans ce cas on envisage deux solutions :

Soit on le normalise en remplaçant cette conduite imaginaire par deux tel que le diamètre calculé sera compris entre ces deux diamètres.

Soit on le majorant puis on diminuera l'augmentation du débit engendré par la majoration en utilisant le mode vannage (installation d'une vanne).

On optera pour la deuxième solution vue qu'elle est simple, et aussi elle nous sera utile pour la gestion de notre transfert.

On passe à un diamètre commercial :

II.2.4.3.4.2 Dimensionnement de la conduite reliant BE1-BE2 (suite et fin)

Calcul des Q avec H_d connue					
D [m]	V [m/s]	λ	J [m/m]	PDC [m]	Q [m ³ /s]
1,9	2,089	0,01689296	0,00197822	19	5,92
2	2,156	0,016699	0,00197822	19	6,77
Calcul de la hauteur nécessaire pour un débit connu					
D [m]	V [m/s]	λ	J [m/m]	PDC [m]	H_n
2	1,911	0,016699	0,00197822	19	14,92

Nous optons pour une conduite $D=2$ m.

L'ajustement au débit de projet de 6 m³/s s'effectue par une perte de charge singulière d'une vanne de régulation aval au niveau de BE2 :

La perte de charge nécessaire à l'obtention du débit de projet est : $\Delta H = H_d - H_n$,

Comme $H_d = 19$ m et $H_n = 14,92$ m alors : $\Delta H = 4,08$ m.

II.2.4.4 Dimensionnement de la conduite reliant BE2 à la retenue de Mahouane

Nous allons dimensionner la conduite qui lie le bassin d'équilibre BE2 à la cote 1225 N.G.A et la retenue du barrage de Mahouane à la cote 1146 N.G.A.

La longueur de ce tronçon est $L = 962,3$ m.

Tableau II .33 : Dimensionnement de la conduite BE2-Mahouane

Calcul du diamètre optimal			
Hd [m]	79	V [m/s]	8,699
Q [m3/s]	6	λ	0,01994852
L [m]	962,3	J [m/m]	0,08209498
Alt départ	1225	PDC [m]	79
Alt arrivée	1146	D [m]	0,937

Pour un diamètre $D = 1$ m, nous obtenons une vitesse d'écoulement à l'intérieur de la conduite de 7,64 m/s, ce qui risque de poser des problèmes de réalisation et d'exploitation (butées importantes, érosion interne, coup de bélier)

Un choix de diamètre supérieur permettra d'abaisser la vitesse d'écoulement sous le seuil admissible pour un écoulement gravitaire en charge de 4 m/s au détriment de la charge dissipée.

Cette solution nécessite l'utilisation d'un brise charge à l'aval équipé d'une vanne de régulation afin de dissiper la charge résiduelle et de maintenir un débit égal au débit de projet.

Nous optons pour un brise charge avec Obturateur à Disque noyé Autocentreur (Figure II.4) qui permet :

- D'ajuster le débit soutiré de la conduite amont au débit consommé à l'aval.
- Dissiper localement l'énergie.

Le diamètre maximal de la conduite amont pour ce type d'installation est de 1 m avec une charge statique maximale de 60 m.CE, ce qui nous contraint à utiliser deux brises charges en cascade reliés par deux conduites $D = 1$ m en parallèles.

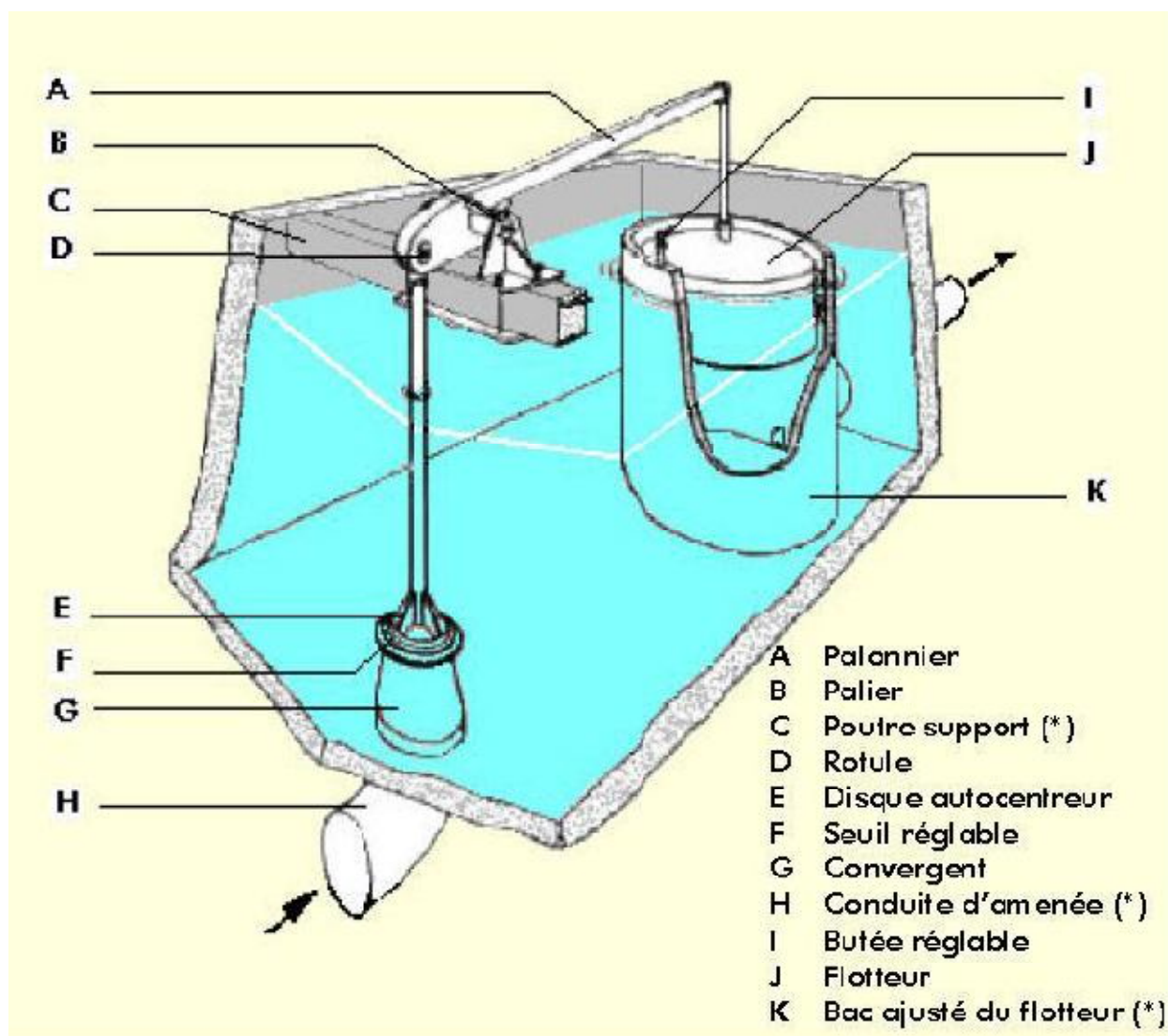


Figure II.4: Schéma d'un brise charge avec obturateur à disque noyé auto centreur

Les résultats du dimensionnement avec les brises charges BC1 (à la cote 1185.5 N.G.A) et BC2 (à la cote 1146,0 N.G.A) sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau II .34 : Dimensionnement de la conduite entre BE2-BC1

Hd [m]	39,5
Q [m3/s]	3
L [m]	350
Alt départ	1225
Alt arrivée	1185,5

Tableau II .34 : Dimensionnement de la conduite entre BE2-BC1. (suite et fin)

Calcul de la hauteur nécessaire pour un débit connu				
D [m]	V [m/s]	λ	J [m/m]	Hn
1	3,822	0,0196355	0,1106443	5,22

Nous optons pour deux conduites en parallèle d'un diamètre $D = 1\text{ m}$ pour une vitesse d'écoulement $V = 3.822\text{ m/s}$.

La charge dissipée par chaque obturateur à disque du brise charge est :

$$\begin{aligned}\Delta H &= H_d - H_n \\ &= 34,28\text{ m}\end{aligned}$$

Tableau II .35 : Dimensionnement de la conduite entre BC1-BC2

Hd [m]	39,5			
Q [m³/s]	3			
L [m]	612,3			
Alt départ	1185			
Alt arrivée	1146			
Calcul de la hauteur nécessaire pour un débit connu				
D [m]	V [m/s]	λ	J [m/m]	Hn
1	3,822	0,0196355	0,0645109	8,95

Nous optons pour deux conduites en parallèle d'un diamètre $D = 1\text{ m}$ pour une vitesse d'écoulement $V = 3,82\text{ m/s}$.

La charge dissipée par chaque obturateur à disque du brise charge est :

$$\begin{aligned}\Delta H &= H_d - H_n \\ &= 30,55\text{ m}\end{aligned}$$

II.2.5 Résumé

Tableau II .36 : Récapitulatif du dimensionnement

	Station		Tronçon	L [m]	D [m]	Alt [m]	Hg [m]	HMT [m]	P [KW]	
V1	SP1		SP1-SR1	5015,8	2,0	538	250	259,35	19081,9	
	SR1		SR1-SR2	5233,5	2,0	770	234	243,76	17934,5	
	SS Variante 1		SR2	SR2-BE	11393,6	2,0	1004	221	242,24	17823,1
	SS Variante 2		SR2	SR2-BE1	2223	2,0	1004	241	245,15	18036,5
			BE1	BE1-BE2	9604,6	2,0	1244	-19	-	-
V2	SP1		SP1-SR1	6895,7	2,0	538	240	250,71	18604	
	SR1		SR1-SR2	3778,8	2,0	760	240	245,87	18176,4	
	SS Variante 1		SR2	SR2-BE	10939	2,0	1000	225	242	18055,1
	SS Variante 2		SR2	SR2-BE1	1540,2	2,0	1000	245	247,39	18237,2
			BE1	BE1-BE2	9604,6	2,0	1244	-19	-	-
Commun		BE2	BE2-M	962,3	2*1,0	1225	-79	-	-	

Conclusion

A la suite du dimensionnement, les conduites adoptées sont de type acier soudé de 14.5mm d'épaisseur avec des pressions maximales de services (PMS) entre 24 et 26 bars pour les tronçons en refoulement et de 19 à 25 bars pour les tronçons gravitaire en charge.

Une difficulté particulière a été révélée au niveau du tronçon entre le bassin d'équilibre BE2 et la restitution au niveau de la retenue de Mahouane. Une conduite unique de 1 mètre de diamètre entraîne une vitesse d'écoulement inadmissible de l'ordre de 8,7m/s causée par la charge disponible élevée de ce tronçon de courte distance. Le système de dissipation de la charge adopté consiste en une succession de deux brises charges avec obturateurs à disques

On arrive au terme de la partie dimensionnement avec un diamètre DN2000 uniforme pour les conduites des différentes variantes et sous variantes du transfert mis à part le tronçon commun,

entre BE2 et la retenue de Mahouane, où la forte dénivellée du terrain naturel exige l'utilisation de deux conduites en parallèles DN1000 nécessaires à l'utilisation des brises charges projetés.

Les dimensions et caractéristiques des variantes étant connues, on peut à présent effectuer une comparaison technico-économique et dégager la variante la plus adaptée.

II.3. Comparaison technico-économique des variantes

Deux variantes de tracé ont été définies précédemment :

- La variante 1, d'une longueur réelle de 22.13 km, présente une traversé du cours d'eau de Oued Atteba se trouvant à la cote 526 N.G.A et sous l'influence de la retenue d'Ighil Emda ce qui nécessitera un passage aérien important de l'ordre de 275 m de long à une hauteur d'environ 10 m.
- A l'ouest et d'un linéaire légèrement inférieur à la variante 1, la variante 2 avec 22.1 km présente une traversé de l'Oued Atteba moins contraignante (moins de 100 m de long) sur une section du cours d'eau non influencé par la retenue d'Ighil Emda à la cote 555 N.G.A. La traversé pourra se faire par un ouvrage plus économique.

Le dernier tronçon entre le bassin d'équilibre situé au dessus de la retenue de Mahouane et la restitution au barrage reste invariant pour toutes les déclinaisons.

Une comparaison technico-économique sera réalisée d'abord entre les deux sous variantes, puis pour les variantes du projet.

II.3.1 Comparaison économique

L'étude portera sur les paramètres suivants :

- La fourniture et pose de la conduite : le coût de la conduite constitue le facteur déterminant de la comparaison économique ;
- Les regards de vidange, d'entrée d'air et purge : positionnés respectivement en bas et aux sommets des pentes du profil en long de la conduite ;
- Les traversées de cours d'eau et passages sous thalweg : la traversé des cours d'eau intermittents et de faibles importances s'effectue par une protection du remblaiement de la conduite contre d'éventuelles affouillements grâce à des enrochements. Le passage sous talweg est un ouvrage plus complexe nécessitant un abaissement de la conduite, des enrochements pour la stabilisation des parements, une dalle en béton au dessus de la conduite contre l'affouillement ainsi qu'un regard de vidange ;
- La traversé de chaussées empierrées et goudronnées : leurs réfection doit être prise en compte dans le coût de revient du projet ;
- Le coût de l'ouvrage de traversé de l'Oued Atteba.

II.3.2. Comparaison technique

Parmi les paramètres pris en considération, on a :

- Eloignement des pistes et routes par rapport au chantier ;
- Profil en long de la conduite :
 - Elévation plus régulière (graduelle) du tracé causant moins de difficultés en phases transitoires ;
 - Ordre de grandeur des pentes.
- Homogénéité : diamètre unique, moins de changement de direction et de pente ;
- Difficultés particulières :
 - De réalisation : passages aériens, terrains accidenté ;
 - D'exploitation : PMS, vitesses d'écoulements, régimes transitoires, régulation du débit.

II.3.3 Comparaison entre les sous variantes

Les deux sous variantes présentent le même tracé en plan et profil en long, excepté pour le tronçon SR2-BE1.

Les tableaux ci-dessus résume les caractéristiques de chaque sous variante ainsi que le nombre de composants indiqués sur les profils en long.

Tableau II .37 : Caractéristiques du tronçon SR2-BE SV.1

		Sous variante 1			
		unité	Quantité	Prix unitaire [DA]	Coût total [DA]
SR2-BE	Diamètre	[m]	2	-	
	PMS	[m.CE]	243	-	
	PFA	[m.CE]	270	-	
	Longueur	[ml]	11393,6	119598,23	1362654393
					1362654393

Tableau II .38 : Caractéristiques des tronçons SR2-BE1 et BE1-BE2 SV.2

Sous variante 2					
		unité	Quantité	Prix unitaire	Coût total [DA]
SR2-BE1	Diamètre	[m]	2	-	-
	PMS	[m.CE]	243	-	-
	PFA	[m.CE]	270	-	-
	Longueur	[ml]	2223	119598,23	265866865
BE1-BE2	Diamètre	[m]	2	-	-
	PMS	[m.CE]	150	-	-
	PFA	[m.CE]	160	-	-
	Longueur	[ml]	9604,6	116727,87	1121124500
	BE1	U	1	3763100	3763100
					1390754465

La comparaison économique donne l'avantage à la sous variante 1 avec une différence de 28100072 DA soit 28,1 Millions de dinars.

Techniquement, la seconde variante dispose de plus d'avantage :

- La pression de service est inférieure de 40% par rapport à la sous variante 1 : la réduction de la PMS permet d'installer des équipements de protections et de pièces de raccords de canalisation moins importants. Permet aussi de réduire le risque de fuites et de ruptures.

- 78% de la sous variante 2 se fait par écoulement gravitaire en charge : cela permet de minimiser l'importance des phases transitoires et de réduire le prix des équipements de protections non pris en compte lors de la comparaison économique.

Vu les avantages liés à l'exploitation du tronçon BE1 à BE2 qui représente près de la moitié de la longueur totale du transfert, notre choix se porte sur la **sous variante 2**.

II.3.4. Comparaisons entre les variantes

La comparaison porte sur les tronçons SP1-SR1, SR1-SR2 et SR2-BE1.

Le tronçon SR2-BE1 pour les deux variantes sera dimensionné selon la sous variante 2.

Etant communes aux deux variantes, les parties BE1-BE2 et BE2-Mahouane ne sont pas représentatives dans la comparaison. De ce fait, elles n'apparaissent pas au cours de cette comparaison.

II.3.4.1 Variante 1

Les estimations du coût de chaque tronçon de la variante 1 sont données dans les tableaux suivants :

Tableau II .39 : Estimation du coût de réalisation du tronçon SP1-SR1 V.1

	SP1-SR1			
	unité	Quantité	Prix unitaire [DA]	Coût total [DA]
H géométrique	[m]	250	-	-
HMT	[m.CE]	259,35	-	-
Puissance	[KW]	19081,9	-	-
Diamètre de la conduite	[m]	2	-	-
PMS	[m.CE]	260	-	-
PMA	[m.CE]	270	-	-
Longueur réelle	[ml]	5015,8	119 598	599879648
Regards avec Vidanges	U	1	1 364 000	1364000
Regards avec purges et entrées d'air	U	1	2 486 000	2486000
Traversés de chaussées goudronnées	[m ²]	24	2 700	64800
Traversés de chaussées empierrées	[m ²]	96	1 600	153600
Traversés de cours d'eau et thalwegs	U	6	900 000	5400000
Longueur passage Oued Atteba	[ml]	275	131740	36228500
				645576548

Tableau II .40 : Estimation du coût de réalisation du tronçon SR1-SR2 V.1

	SR1-SR2			
	unité	Quantité	Prix unitaire [DA]	Coût total [DA]
H géométrique	[m]	234	-	-
HMT	[m.CE]	243,76	-	-
Puissance	[KW]	17934,5	-	-
Diamètre de la conduite	[m]	2	-	-
PMS	[m.CE]	244	-	-
PMA	[m.CE]	270	-	-
Longueur réelle	[ml]	5233,5	119 598	625916133
Regards avec Vidanges	U	3	1 364 000	4092000
Regards avec purges et entrées d'air	U	3	2 486 000	7458000
Traversés de chaussées goudronnées	[m ²]	0	2 700	0
Traversés de chaussées empierrées	[m ²]	108	1 600	172800
Traversés de cours d'eau et talwags	U	7	900 000	6300000
				643938933

Tableau II .41 : Estimation du coût de réalisation du tronçon SR2-BE V.1

	SR2-BE			
	unité	Quantité	Prix unitaire [DA]	Coût total [DA]
H géométrique	[m]	241	-	-
HMT	[m.CE]	245,15	-	-
Puissance	[KW]	18036,5	-	-
Diamètre de la conduite	[m]	2	-	-
PMS	[m.CE]	246	-	-
PMA	[m.CE]	270	-	-
Longueur réelle	[ml]	2223	119 598	265866354
Regards avec Vidanges	U	0	1 364 000	0
Regards avec purges et entrées d'air	U	0	2 486 000	0
Traversés de chaussées goudronnées	[m ²]	0	2 700	0
Traversés de chaussées empierrées	[m ²]	36	1 600	57600
Traversés de cours d'eau et thalwegs	U	3	900 000	2700000
				268623954

II.3.4.2. Variante 2

Les estimations du coût de chaque tronçon de la variante 2 sont données dans les tableaux suivants

Tableau II .42 : Estimation du coût de réalisation du tronçon SP1-SR1 V.2

	SP1-SR1			
	unité	Quantité	Prix unitaire [DA]	Coût total [DA]
H géométrique	[m]	240	-	-
HMT	[m.CE]	250,71	-	-
Puissance	[KW]	18604,0	-	-
Diamètre de la conduite	[m]	2	-	-
PMS	[m.CE]	251	-	-
PMA	[m.CE]	270	-	-
Longueur réelle	[ml]	6895,7	119 598	824711929
Regards avec Vidanges	U	4	1 364 000	5456000
Regards avec purges et entrées d'air	U	4	2 486 000	9944000
Traversés de chaussées goudronnées	[m ²]	24	2 700	64800
Traversés de chaussées empierrées	[m ²]	108	1 600	172800
Traversés de cours d'eau et thalwegs	U	8	900 000	7200000
Longueur passage Oued Atteba	[ml]	90	131740	11856600
				859406129

Tableau II .43 : Estimation du coût de réalisation du tronçon SR1-SR2 V.2

	SR1-SR2			
	unité	Quantité	Prix unitaire [DA]	Coût total [DA]
H géométrique	[m]	240	-	-
HMT	[m.CE]	247,87	-	-
Puissance	[KW]	18176,41	-	-
Diamètre de la conduite	[m]	2	-	-
PMS	[m.CE]	248	-	-
PMA	[m.CE]	270	-	-
Longueur réelle	[ml]	3778,8	119 598	451936922
Regards avec Vidanges	U	0	1 364 000	0
Regards avec purges et entrées d'air	U	0	2 486 000	0
Traversés de chaussées goudronnées	[m ²]	0	2 700	0
Traversés de chaussées empierrées	[m ²]	24	1 600	38400
Traversés de cours d'eau et thalwegs	U	0	900 000	0
				451975322,4

Tableau II .44 : Estimation du coût de réalisation du tronçon SR2-BE1 V.2

	SR2-SE			
	unité	Quantité	Prix unitaire [DA]	Coût total [DA]
H géométrique	[m]	245	-	-
HMT	[m.CE]	247,39	-	-
Puissance	[KW]	18237,2	-	-
Diamètre de la conduite	[m]	2	-	-
PMS	[m.CE]	248	-	-
PMA	[m.CE]	270	-	-
Longueur réelle	[ml]	1540,2	119 598	184204840
Regards avec Vidanges	U	0	1 364 000	0
Regards avec purges et entrées d'air	U	0	2 486 000	0
Traversés de chaussées goudronnées	[m ²]	0	2 700	0
Traversés de chaussées empierrées	[m ²]	24	1 600	38400
Traversés de cours d'eau et thalwegs	U	0	900 000	0
				184243239,6

II.3.4.3 Bilan

Au final, nous effectuons dans le tableau 48 une comparaison entre les variantes 1 et 2.

Tableau II .45 : Comparaison économique entre les variantes 1 et 2

	Coût global estimé [DA]	
	Variante 1	Variante 2
SP1-SR1	645576548	859406129
SR1-SR2	643938933	451975322
SR2-BE1	268623954	184243239
Σ	1558139435	1511443890

La comparaison économique donne l'avantage à la variante 2 avec un gain de 46695545 DA soit 46.7 millions de dinars.

Cette variante présente un profil en long plus régulier, des pentes globalement plus douces et un passage aérien de l'oued Atteba moins contraignant. De plus, l'altitude du profil en long de la seconde variante est plus basse comparativement à la première variante, entraînant des contraintes en phase transitoire moindres.

Notre choix du tracé se porte finalement sur **la variante 2** avec la **sous variante 2** comme seconde partie pour le transfert.

Conclusion

La comparaison technico-économique aux conditions économiques actuelles, nous fixe la variante 2 comme étant le tracé le plus adapté, avec la sous variante 2 pour la seconde moitié du transfert compte tenu des avantages liés à son exploitation et son entretien.

Compte tenu du manque d'information sur la géologie et la topographie de la zone d'étude, plusieurs paramètres n'ont pas été pris en compte lors de cette comparaison tel que la nature des sols traversés, la profondeur des ravinements et des cours d'eau, les terrains instables.

On passe à présent au dimensionnement des ouvrages essentiels du transfert.

CHAPITRE III

ETUDE DU POMPAGE

Introduction

Le pompage de l'eau est apparu comme une nécessité depuis l'antiquité. Dans un projet de transport et de distribution d'eau, il est souvent nécessaire de recourir à des systèmes de pompage lorsque le terrain ne permet pas un écoulement naturel par gravitation ou dans le cas où la dénivellée disponible n'aboutit pas au débit souhaité.

Les pompes sont des machines qui transmettent de l'énergie à un fluide, généralement en vue de son déplacement d'un point bas à un point haut ou pour compenser les pertes de charge engendrées le long de son parcours. De types très variés, leur technologie s'est beaucoup développée à la fin du XIXe siècle avec l'apparition des turbomachines, et plus particulièrement, des pompes centrifuges. De nos jours, les pompes centrifuges sont les plus fréquemment utilisées. Couplées à des moteurs électriques de plus en plus performants, elles constituent des groupes d'un très bon rendement, légers, peu encombrants, peu coûteux et assurent le refoulement pour des hauteurs et débits importants.

Au cours de ce chapitre, nous allons étudier la conception des stations de pompage et de ses différents composants hydrauliques, en s'intéressant particulièrement aux groupes de pompage.

III.1 Règles d'établissement des stations de pompage

Les règles de leur établissement sont dominées par quatre principes essentiels

a. Sécurité de fonctionnement

Elle consiste en un large dimensionnement des installations principales et auxiliaires. Ceci implique aussi bien des taux de contrainte relativement modérés pour les différentes parties des constructions et des installations, qu'un excès de puissance pour les groupes motopompes et tous les auxiliaires qui en dépendent.

b. Protection des eaux refoulées (juste pour les eaux potables)

Cette protection doit être totale lorsqu'il s'agit d'eau potable. L'eau transportée doit être isolée de tout corps ou matières susceptibles de porter atteinte à sa potabilité.

Il est impératif d'éviter toute introduction d'eau extérieure (eau de lavage des salles, de refroidissement des moteurs, de la nappe locale...) dans le circuit d'aspiration et de refoulement.

c. Rendement de l'installation

La conception d'une station de pompage technico-économique passe par l'optimisation de rendements de ses différents constituants :

- Le rendement des moteurs proprement dits

- Le rendement des pompes.
- Le rendement des circuits hydrauliques.

d. Facilité de l'exploitation ultérieure

Elle consiste en un choix judicieux des installations et un aménagement optimal de la station : des groupes motopompes bien dégagés, d'accès facile et des couloirs suffisamment larges. Certains types de pompes présentent des facilités d'exploitation plus intéressantes grâce notamment à leurs faible encombrement et à leur entretien plus simple

III.2 Types de pompe

On distingue deux catégories principales de pompes

a. Les pompes volumétriques

Elles sont destinées au pompage des fluides visqueux, elles élèvent de faibles débits à des pressions élevées, on distingue :

- Les pompes volumétriques rotatives ;
- Les pompes alternatives (à piston) ;
- Les pompes à rotor excentré, à rotor oscillant, à palettes, à engrenage

b. Les turbopompes

Constituent un système ouvert et en équilibre où le fluide n'est jamais enfermé dans un volume totalement clos. La pression est générée soit par l'action de forces centrifuges, soit par la conversion en pression de l'énergie cinétique communiquée au fluide.

Suite aux progrès réalisés dans l'élaboration des moteurs électriques, les turbopompes ont vu un développement très rapide et constituent des groupes peu encombrants, légers, économiques et d'un excellent rendement.

On s'intéressera par la suite aux turbopompes, plus adaptées à notre projet.

Suivant le type de roue, on distingue trois catégories de turbopompes :

- Pompes axiales (hélices) : employées pour des faibles hauteurs et grands débits.

- Pompes centrifuges : couvrent un domaine d'utilisation beaucoup plus important que les autres pompes. Elles peuvent atteindre des hauteurs manométriques d'environ 100 fois supérieures à celles réalisables par des pompes à hélices.
- Pompes hélico-centrifuges.

En résumé, l'eau entre par le centre de la roue et en sort radialement dans le cas d'une pompe centrifuge, ou parallèlement à l'axe pour les pompes à hélices (Figure III.1).

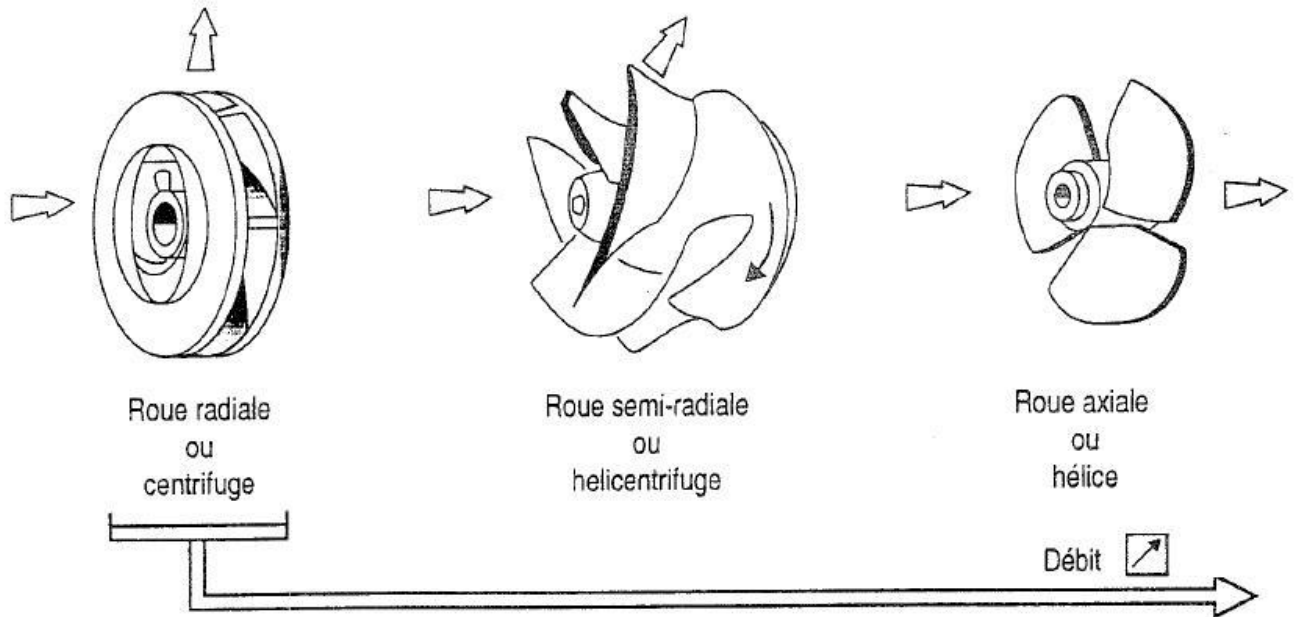


Figure III.1 : Relation entre le débit et la forme de la roue

III.3 Ossature d'une turbopompe

Les principales parties entrant dans la composition d'une turbopompe sont :

- Le distributeur : constitué par une tubulure profilée, le fluide entrant est conduit vers l'ouïe (ou œillard) de la roue avec une vitesse et une direction appropriées. Généralement, il se présente sous forme de convergent ce qui permet de disposer d'une meilleure répartition du filet liquide à l'entrée de la roue.
- La roue (ou turbine) : constitue la partie mobile de la pompe. Les aubes disposées symétriquement autour de l'axe transmettent au fluide l'énergie cinétique nécessaire en vue de son déplacement.

- Le diffuseur : l'énergie cinétique acquise au niveau de la roue est transformé en énergie potentielle (pression) par ralentissement progressif de la veine liquide dans une pièce constitué soit :
 - d'un diffuseur lisse.
 - d'un diffuseur à ailettes.
 - d'une volute.

III.4 Caractéristiques des turbopompes

- Résultat de la théorie des turbomachines

Considérons un écoulement de fluide sur une aube d'une roue. On dispose du triangle des vitesses (figure III.2) et des relations suivantes :

$$\vec{C} = \vec{U} + \vec{W} \quad (III.1)$$

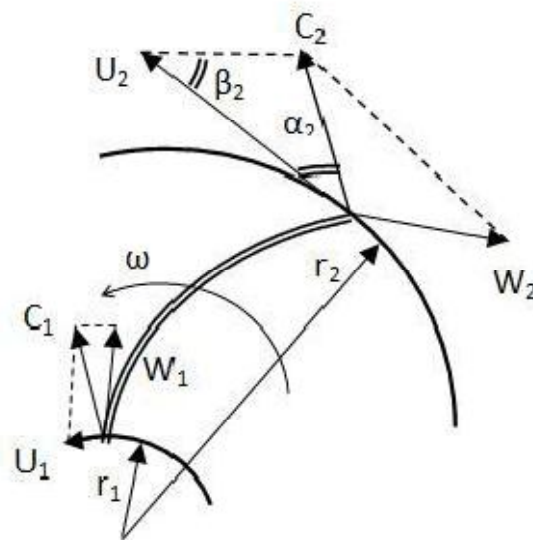


Figure III.2: Schématisation du triangle des vitesses

Où, \vec{U} représente la vitesse d'entraînement suivant la tangente à la roue [m/s] ; \vec{W} la vitesse relative par rapport à la roue [m/s] ; \vec{C} la vitesse absolue [m/s] ; r_1, r_2 les rayons à l'entrée et à la sortie de la roue [m].

L'application du théorème du moment cinétique à l'écoulement considéré conduit aux résultats suivants :

Le moment des actions exercées par les aubes de la roue sur le liquide est donné par la formule :

$$M = \frac{\vec{w}}{g} Q (C_{u2}U_2 - C_{u1}U_1) \quad (III.2)$$

La puissance appliquée à l'arbre :

$$M \vec{w} = \frac{\vec{w}}{g^2} Q (C_{u2}U_2 - C_{u1}U_1) \quad (III.3)$$

La hauteur effective d'élévation :

$$H_{eff} = \frac{C_{u2}U_2 - C_{u1}U_1}{g} \quad (III.4)$$

En pratique, les pertes de charge dues aux frottements des filets liquides et contre les aubages entraîne une diminution de la hauteur finale recueillie à la sortie de la pompe appelée hauteur nette

$$H_n : H_n = H_{eff} - \Delta h$$

$$D'où \text{ la notion de rendement : } \eta = \frac{H_n}{H_{eff}} \quad (III.5)$$

III.4.1 Courbes caractéristiques

Le fonctionnement d'une turbopompe est caractérisé par un système de courbes à deux dimensions imaginé par Rateau et Bergeron.

Pour une vitesse de rotation fixe, on peut représenter (figure III.3) :

- La caractéristique $H_n = f(Q)$ qui donne la courbe hauteur-débit.
- La caractéristique $P = f(Q)$ qui donne la courbe puissance-débit.
- La caractéristique $\eta = f(Q)$ qui donne la courbe rendement-débit.

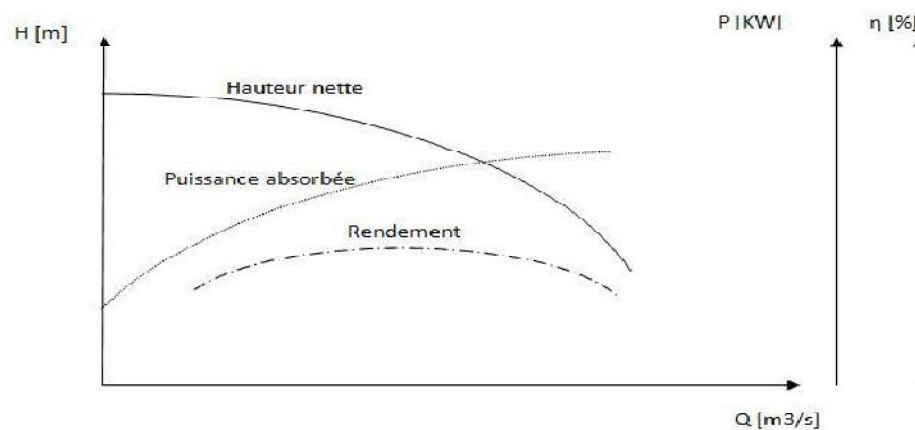


Figure III.3: Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge

III.4.2 Point de fonctionnement d'une pompe en service

Le point de fonctionnement du système pompe-conduite est déterminé par comparaison des deux courbes caractéristiques suivantes :

- La courbe caractéristique hauteur-débit de la pompe considérée.
- La courbe caractéristique de la conduite reliée à la pompe.

Connaissant les caractéristiques de la conduite équipant la pompe, il est possible de calculer les pertes de charge engendrées pour différents débits possibles et, connaissant la hauteur géométrique, la charge totale résultante. La représentation de la charge totale H en fonction du débit Q nous donne la courbe caractéristique de la conduite :

$$H = H_g + \frac{\lambda L V^2}{D 2g}$$

$$H = H_g + 1,2 \frac{8\lambda L}{g\pi^2 D^5} Q^2 \quad (III.6)$$

$$H = H_g + RQ^2$$

Où, H : Charge totale [m.CE] ; H_g : Hauteur géométrique [m] et R : résistance totale de la conduite

(aspiration et refoulement) $R = 1,2 \frac{8\lambda L}{g\pi^2 D^5}$

Le point d'intersection entre les deux courbes caractéristique en M représente le point de fonctionnement de la pompe sur la conduite (figure III.4).

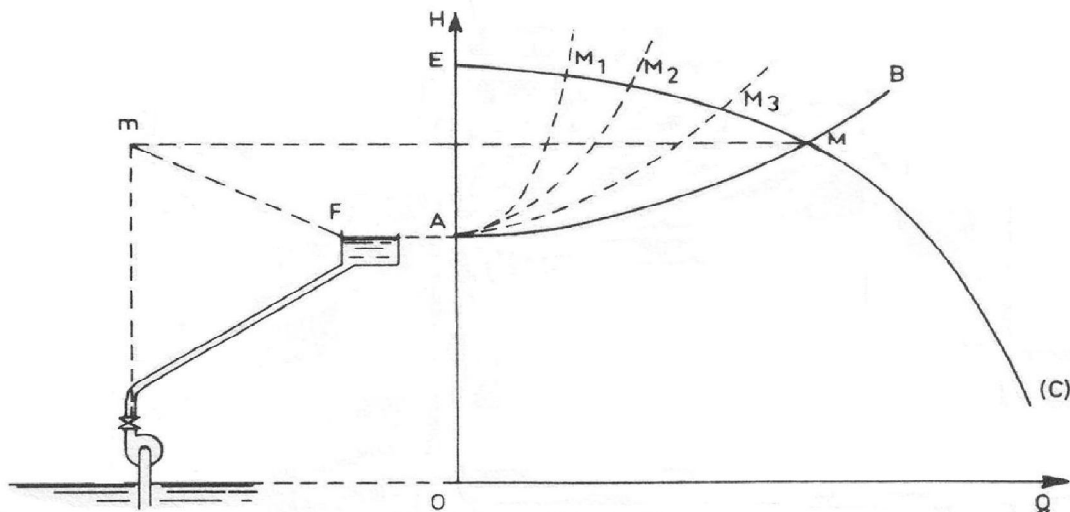


Figure III.4 : Représentation du point de fonctionnement

Pour des pompes centrifuges de grandes importances, il est intéressant d'effectuer le démarrage à vanne fermée pour limiter le temps de démarrage.

A la mise en route du groupe de pompage avec la vanne de refoulement fermée, la pompe fonctionne en régime de barbotage (débit nul pour une charge OE). La charge AE disponible à la sortie de la pompe va contribuer à la mise en vitesse du fluide lors de l'ouverture de la vanne de refoulement, le point de fonctionnement passera alors par les points M1, M2, M3 jusqu'à atteindre le point d'équilibre M où la hauteur nette fournie par la pompe égalera celle exigée par la conduite. La charge créée par la pompe au point M permet de tracer la ligne piézométrique FM le long de la conduite de refoulement.

III.4.3 Vitesse spécifique

On caractérise un type de pompe par sa vitesse spécifique au rendement optimal.

La vitesse spécifique N_s représente la vitesse de rotation d'une pompe géométriquement semblable à celle considérée pour une hauteur d'élévation de 1 m et un débit de 1 m³/s.

La formule simplifiée couramment utilisée par les constructeurs de pompes est la suivante :

$$N_s = \frac{nQ^{\frac{1}{2}}}{H^{\frac{3}{4}}} \quad (\text{III.7})$$

Avec, n : vitesse de rotation [tr/mn]

Q : débit au rendement maximal [m³/s]

H : hauteur de refoulement correspondante au rendement maximal [m]

On peut établir les rapports suivants, entre les caractéristiques des pompes et leur vitesse spécifique :

- Les roues conçues pour des grandes hauteurs de refoulement correspondent à des vitesses spécifiques faibles.
- L'augmentation du rapport diamètre œillard/diamètre roue fait croître la vitesse spécifique.
- La vitesse spécifique est directement proportionnelle à la vitesse d'entraînement de la pompe.

III.4.4 Cavitation - notion de NPSH

La vitesse de rotation des groupes de pompage et le niveau du radier du bassin d'aspiration sont des paramètres influant du coût de réalisation et d'exploitation de la station de pompage.

Ces deux paramètres ont une relation directe avec le phénomène de cavitation d'où l'importance primordiale de l'étude de ce phénomène lors de la conception et la réalisation d'une station de pompage.

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 dépressurisées par les aubes et implosent brusquement près des parois causant une chute de la hauteur manométrique, des instabilités, des vibrations et une forte érosion du métal.

La vaporisation du fluide à l'entrée de la roue survient lors d'une baisse de pression à ce niveau on aura la pression d'ébullition appelée tension de vapeur.

Pour éviter ce phénomène, la pression totale à l'entrée de la pompe P_A doit dépasser la tension de vapeur d'une quantité minimale représentée par la charge nette à l'aspiration requise $NPSH_r$.

$$NPSH_r = \frac{P_{Amin}}{\rho g} - h_v \quad (III.8)$$

Avec,

h_v : Tension de vapeur [m].

$\frac{P_{Amin}}{\rho g}$: Pression totale à l'entrée de la pompe provoquant le début de cavitation [m.CE].

Le $NPSH$ requis dépend uniquement de la conception de la pompe. Il est défini expérimentalement comme étant la valeur qui limite la chute de la hauteur manométrique à un certain pourcentage pour un débit constant.

La condition de non cavitation se traduit par la vérification de la condition suivante :

$$NPSH_d > NPSH_r$$

Où, le $NPSH_r$ représente la charge nette à l'aspiration disponible dépendante de l'installation.

$$NPSH_d = \frac{P_A}{\rho g} - h_v$$

$$NPSH_d = \frac{P_0}{\rho g} - (H_a + j_a + h_v) \quad (III.9)$$

Avec,

$\frac{P_0}{\rho g}$: Pression atmosphérique [m.CE] ; H_a : Hauteur d'aspiration [m] ; j_a : perte de charge à

l'aspiration [m.CE].

III.5 Equipements hydrauliques d'une station de pompage

Les stations de pompage disposent, en dehors des groupes motopompes, d'une série d'équipement à l'aspiration et au refoulement dont voici un résumé :

III.5.1 Equipement à l'aspiration

III.5.1.1 A partir d'une bache

Le prélèvement de l'eau s'effectue à partir d'une bache d'aspiration par une conduite d'amenée jusqu'à la pompe ou bien directement par la pompe elle-même dans le cas où elle est de type immergée.

- Les grilles : permettent d'éviter l'entrée des corps solides dans le cas d'un pompage d'eau brute. La vitesse de l'eau au droit des grilles doit être de l'ordre de 0.3 m/s.
- Les tulipes : généralement utilisées pour les pompes à hélice, elles sont recommandées pour toutes conduites d'aspiration avec des vitesses d'entrée dépassant les 0.5 m/s. elles permettent de diminuer les pertes de charge à l'aspiration.
- Les crépines : jouant le même rôle que les grilles, les crépines empêchent l'entrée accidentelle de corps plus petits que les grilles. Elles doivent être placées à plus de 0.5 m du fond.
- Clapet d'aspiration : constitue une protection supplémentaire en cas de dysfonctionnement du clapet de refoulement et évite le dévirage et désamorçage de la pompe.
- Puisard pour pompe axiale : ce type de pompe est très sensible aux conditions d'écoulement au droit des entrées dans le puisard. Ainsi, il est nécessaire de satisfaire les conditions suivantes :
 - Immersion de la tulipe d'au moins $D/2$ sous le niveau le plus bas de la retenue.
 - Elévation par rapport au radier d'une distance de $D/3$ et nécessité d'utiliser d'un cône de guidage pour une distance supérieure à D .
 - Eloignement des parois d'au moins $D/2$.
 - Dans le but d'éviter les phénomènes de rotation et équilibrer les débits d'entrées de plusieurs pompes utilisées simultanément, il est intéressant d'installer des cloisons verticales au fond du puisard.

III.5.1.2 A partir d'une conduite

L'eau est prélevée directement d'une conduite grâce à des piquages réalisés de préférence en Y.

- Joints : une attention particulière doit être prise pour les conduites en dépressions afin d'éviter toute intrusion d'air ou de fluides. La possibilité de tassements à l'entrée de la station peut conduire à l'utilisation de joints avec une certaine élasticité.

III.5.1.3. Communs aux deux cas

- Conduite d'aspiration : elle doit être dimensionnée pour des vitesses de l'ordre de 0.8 à 1 m/s afin de limiter les pertes de charge. Les tronçons horizontaux devront comporter une légère pente de 2% permettant l'évacuation des bulles d'air.
- Coudes : ils doivent être évités au maximum et disposer de grand rayon de courbure.
- Vanne d'aspiration : permet l'isolement de la pompe en cas d'entretien ou de réparation sans exiger l'arrêt total de la station.
- Convergent d'aspiration : la vitesse à l'entrée de la bride de pompe est de l'ordre de 2 à 5 m/s, ce qui conduit à raccorder la conduite d'aspiration à la pompe par un convergent permettant l'accélération progressive de l'écoulement. Il peut avoir soit la forme d'une tulipe, soit celle d'un cône droit de 10 à 30° d'angle au sommet.
- Equipement d'amorçage : l'amorçage de la pompe doit être effectué avant la mise en marche dans le cas où l'aspiration n'est pas en charge. Dans le cas de petites installations, l'amorçage se fait parfois manuellement par remplissage d'une conduite disposée sur la volute de la pompe.

III.5.2 Equipements au refoulement

- Joints de raccordement : le raccordement de la conduite de refoulement à la pompe doit s'effectuer sans transmission d'effort. Un joint diélectrique doit être placé à la sortie de la station en cas de protection cathodique par courant imposé de la conduite.
- Divergent : la vitesse de l'écoulement à la sortie de la pompe peut atteindre 3 à 7 m/s. Il est donc nécessaire de réduire la vitesse d'écoulement en installant un divergent à la sortie de la pompe de type cône droit à angle au sommet 8 à 10°.
- Clapet de refoulement : empêche l'inversion du sens de l'écoulement.
- Vanne de refoulement : permet l'entretien de la pompe, la diminution du temps de démarrage, le réglage du débit ainsi que la réduction de l'amplitude du coup de bélier lors de l'arrêt des groupes de pompage par fermeture de la vanne. Pour les stations importantes,

le choix se porte généralement sur des vannes automatiques asservies à la commande automatique du groupe.

III.6 Conception de la station de pompage SP1

III.6.1 Présentation générale

III.6.1.1. Situation

La station de pompage SP1 est implantée en tête du système de transfert sur la rive Sud de la retenue d'Ighil Emda. Elle assure le prélèvement de l'eau à partir du fond de la retenue et permet son refoulement à un débit de 6 m³/s jusqu'au niveau de la station de reprise SR1 avec une HMT de 250 m.CE.

La difficulté de conception de la station de pompage réside dans plusieurs paramètres :

- Une grande variation du plan d'eau de la retenue entre le niveau des plus hautes eaux de la retenue N.P.H.E = 535 NGA et le niveau minimal d'exploitation N.min = 520 NGA ;
- Un dépôt solide important au fond de la retenue ;
- Une HMT et un débit de projet importants ;
- L'eau à pomper est trop chargée.

III.6.1.2 Problématique du NPSH

Le fonctionnement de la station de pompage SP1 est conditionné d'une part par la hauteur de refoulement représenté par la HMT, et d'une autre part par la profondeur de la retenue d'Ighil Emda. Cette dernière représente la difficulté majeure de la station : La différence entre le niveau des plus hautes eaux et le niveau minimale de la retenue $\Delta H = 15\text{m}$.

Théoriquement, la hauteur maximale d'aspiration d'une pompe est égale à 10,33 m.CE ce qui nous laisse deux possibilités :

1. L'installation du radier de la station de pompage sous le niveau des plus hautes eaux de 6m minimum : impliquerait des travaux de batardage importants et un génie civil particulièrement coûteux.
2. L'utilisation de pompes immergées : soit des groupes électropompes immergées à installation en tube, soit des pompes verticales à ligne d'arbre. Ces types de pompes ne disposent pas de hauteurs de refoulement importantes, et donc ne pourront servir que pour le prélèvement de l'eau jusqu'au niveau des groupes qui assurent le refoulement jusqu'à SR1.

Notre choix se porte sur la deuxième solution.

La station de pompage SP1 sera donc composée de deux parties distinctes : la station d'exhaure et la station de pompage. Le pompage d'exhaure remontant l'eau au dessus des plus hautes eaux grâce à des pompes immergées à installation en tube présente les avantages suivants :

- Génie civil moins couteux ;
- Travaux de réalisation des tubes des pompes nécessitant un temps d'exécution court, pouvant être effectué durant l'abaissement saisonnier de la retenue ;
- Pompes présentant un encombrement et un poids réduits comparativement aux pompes verticales à ligne d'arbre, ce qui facilite leurs entretient ;
- Relevage et adaptation de la profondeur des pompes d'exhaure facile en cas d'envasement de la retenue ;
- Les pompes étant immergées, le risque de cavitation est fortement réduit ;
- Installation de groupes de pompage pour le refoulement de mêmes caractéristiques que pour les stations SR1 et SR2, standardisant ainsi les équipements du transfert.

III.6.2 Choix des groupes de pompage

III.6.2.1 Station d'exhaure

III.6.2.1.1 Vitesse spécifique

Dans le cas ou le pompage jusqu'à une bêche de reprise au niveau 538 N.G.A s'effectue depuis le niveau minimal de retenue $N_{\min} = 520$ N.G.A, on estime la hauteur manométrique à :

HMT = 18,12 m.CE.

Supposant l'utilisation de 5 pompes d'un débit $Q = 1,2$ m³/s, et d'une vitesse estimée à 1 000

$$t/mn, \text{ on trouve : } N_s = \frac{1000 * 1,2^{\frac{1}{2}}}{18,03^{\frac{3}{4}}}$$

$$N_s = 125,2 [tr / min]$$

Cette vitesse spécifique est caractéristique à une famille de pompes géométriquement semblables de type axiale.

Le nombre de pompe(N)=5 → nombre de pompe de secoure = 2

III.6.2.1.2. Type de pompe

Le choix précédemment établi consiste en l'utilisation de pompes submersibles installées en tube. Le prélèvement de l'eau s'effectue au fond de la retenue à la cote 512 N.G.A, ceci peut

conduire à pomper une eau chargée en particules solides non filtrée parfois boueuse pouvant obstruer la pompe. Dans ce cas, le procédé de pompage consiste en l'utilisation de pompes dont les roues comportent un nombre limité d'aube de telle sorte à conserver une section de passage suffisante pour le libre passage des matières solides. Ce type de roue s'appelle roue à canaux.

Notre disposons pour notre choix du catalogue des pompes KSB AMACAN K [annexe I].

On opte pour six (6) **pompes identiques en parallèles**, dont deux de secours, de type **AMACAN K 1200-630** avec une roue de diamètre $\Phi 582$ (figure III.5). Chacune est installée dans un tube de diamètre $D = 1200\text{mm}$ immergée à une profondeur de 7 m sous le niveau minimal de la retenue N.min = 520 N.G.A et refoulant dans la bêche d'aspiration commune de la station de pompage à la cote 538 N.G.A.

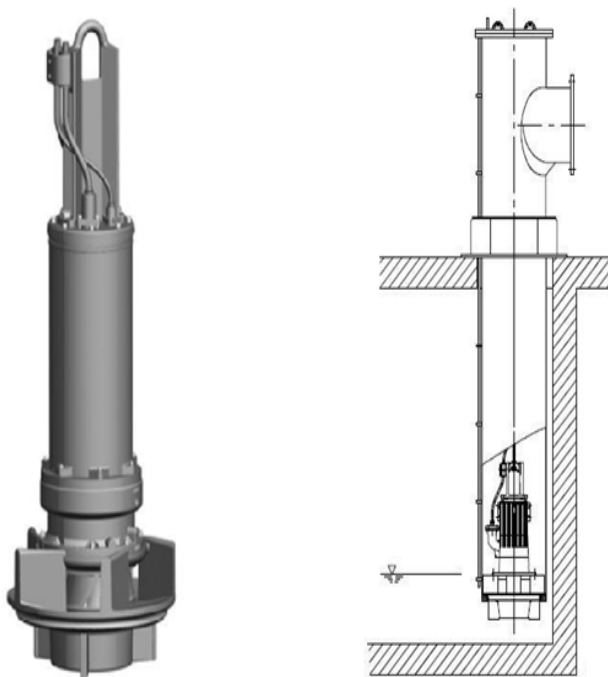


Figure III.5 : Représentation d'une pompe KSB AMACAN K 1200-630

III.6.2.1.3. Point de fonctionnement

- **Courbe caractéristique de la conduite**

La résistance de la conduite est donnée par :

$$R = 1,2 \frac{8\lambda L}{g\pi^2 D^5} \Rightarrow R = 1,2 \frac{8 * 0.01879 * 25}{9.81 * 3.14^2 * 1.2^5}$$

$$R = 0.01561429 [s^2 / m^5]$$

L'équation de la courbe caractéristique de la conduite $H = H_g + RQ^2$ devient alors

$$H = 18 + 0.015614Q^2$$

- **Courbe caractéristique de la pompe**

On utilise les courbes caractéristiques de la pompe KSB AMACAN K 1200-630

- **Détermination du point de fonctionnement du système**

La figure III.6 donne la courbe caractéristique de la conduite et de la pompe. L'intersection des deux courbes nous détermine le point de fonctionnement de chaque pompe de la station de pompage SP1exhaure.

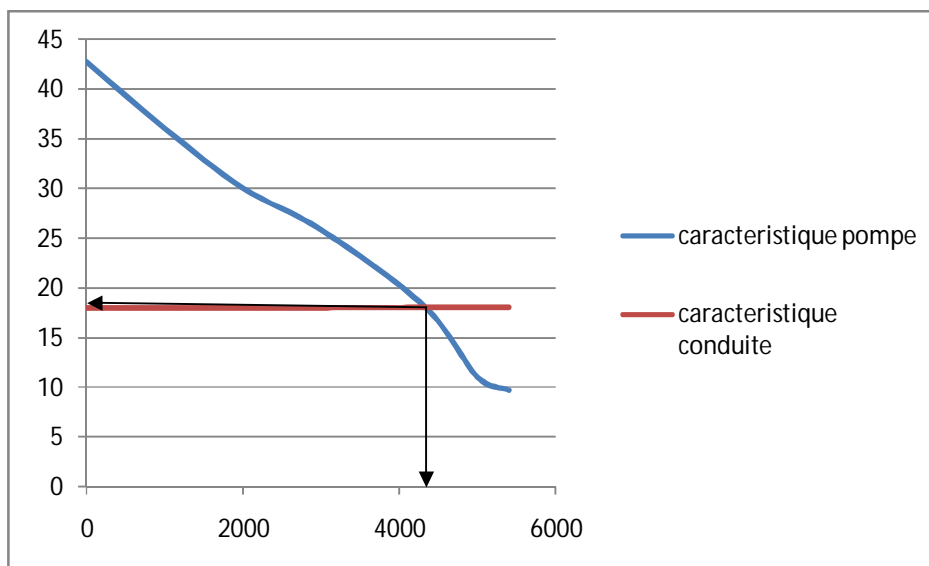


Figure III.6 : Détermination du point de fonctionnement de chaque pompe de la station de pompage SP1 exhaure

Le point de fonctionnement correspond à un rendement optimal $\eta = 82\%$ à une vitesse

$n = 960 \text{ tr/mn}$ pour une $\text{HMT} = 18,03 \text{ m.CE}$ et un débit $Q = 1,2 \text{ m}^3/\text{s}$.

La puissance du groupe avec une majoration de 10%, nous donne

$$P = 1,1 \times 260 \quad \mathbf{P = 286 \text{ KW}}$$

- **NPSH**

On vérifie la condition de non cavitation :

$$NPSH_d = \frac{P_{atm}}{w} - \left(H_a + \sum h_{p_{asp}} + \frac{V_{asp}^2}{2g} + h_v \right)$$

La longueur d'aspiration $L_{asp} = 25 \text{ m}$

$$\sum h_{asp}^{lin} = \frac{4}{1000} 25 = 0,1 \text{ m} \Rightarrow \sum h_{asp} = 1,2 * 0,1 = 0,12$$

$$V_{asp} = \frac{4.Q}{\pi.D_a^2} = \frac{4*1,2}{3,14*1,2^2} = 1,06 \text{ m/s}$$

$$\frac{V_{asp}^2}{2.g} = \frac{9.85^2}{2*9,81} = 0,06 \text{ m}$$

$$\frac{P_v}{\omega} = 0,183 \quad \text{à } 18^\circ \text{ c}$$

$$NPSH_d = 10 - \left(1 + 0,12 + \frac{0,0036}{19,62} + 0,183 \right)$$

$$NPSH_d = 8,7 \text{ m}$$

On a $NPSH_r = 2\text{m}$ (ANBT)

Alors $NPSH_d > NPSH_r$ pas de risque de cavitation.

III.6.2.2 Station de pompage

Pour cette partie du chapitre, on donnera directement le nombre et le type de pompe sans passer par l'étude des variantes, à cause du débit appelé et de l'HMT les deux très important.

III.6.2.2.1. Type de pompe

La hauteur manométrique importante de la station implique l'utilisation de pompes centrifuges. Plus adaptée aux grandes hauteurs, l'utilisation de pompes centrifuges multicellulaires reste limitée pour des débits moyens et leur utilisation pour ce projet impliquerait un nombre très important de pompes en parallèle.

Les pompes centrifuges monocellulaire, plus apte au transport de grand débit, atteignent en général 250 m.CE de HMT pour les modèles les plus courants [catalogue KSB CPKN].

Nous optons pour cinq (5) pompes identiques en parallèles de type **CPKN 400-710 HPK**
 Chaque pompe disposée à la cote 532 N.G.A devra fournir un débit **Q = 1,2 m³/s** pour une
HMT = 238,71 m.CE à partir d'une bache d'aspiration commune dont le niveau minimal du plan
 d'eau est N.min = 535 N.G.A assurant la mise en charge à l'aspiration de la pompe.
 Le nombre de pompe(N)=5 → nombre de pompe de secoure = 2

III.6.2.2.2 Point de fonctionnement

- **Courbe caractéristique de la conduite**

On utilise les courbes caractéristiques de la pompe KSB RDLP [Annexe II].

La résistance de la conduite est donnée par :

$$R = 1,2 \frac{8\lambda L}{g\pi^2 D^5} \Rightarrow R = 1,2 \frac{8 * 0,016699 * 6895,7}{9.81 * 3.14^2 * 2^5}$$

$$R = 0,357 \quad [s^2 / m^5]$$

L'équation de la courbe caractéristique de la conduite $H = H_g + RQ^2$ devient alors

H = 250,7 + 0.357Q²

- **Courbe caractéristique de la pompe**

On utilise les courbes caractéristiques de la pompe KSB CPKN 400-710 HPK

La courbe caractéristique débit-hauteur pour une pompe KSB CPKN 400-710 HPK avec une
 vitesse de rotation de n=1800 tr/min, est représentée dans la figure III.7

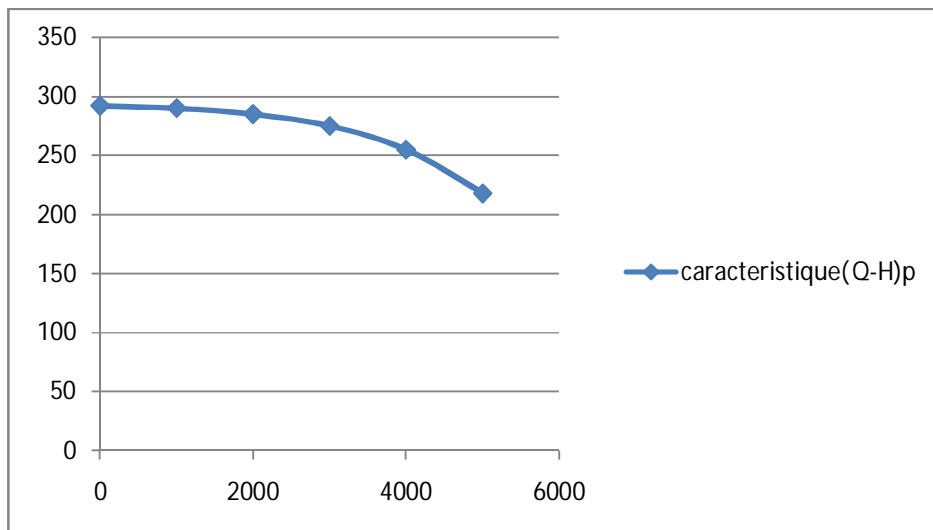


Figure III.7 : Courbe caractéristique de la pompe KSB CPKN 400-710 HPK

Les pompes seront assemblées en parallèle. Après addition des débits des six (6) pompes en fonctionnement, on obtient la courbe caractéristique globale du système de pompage (figure III.8).

- **Détermination du point de fonctionnement du système**

L'intersection de la courbe caractéristique de la conduite et celle de la pompe nous détermine le point de fonctionnement de l'ensemble des installations de pompage de la station de pompage SP1 (figure III.8).

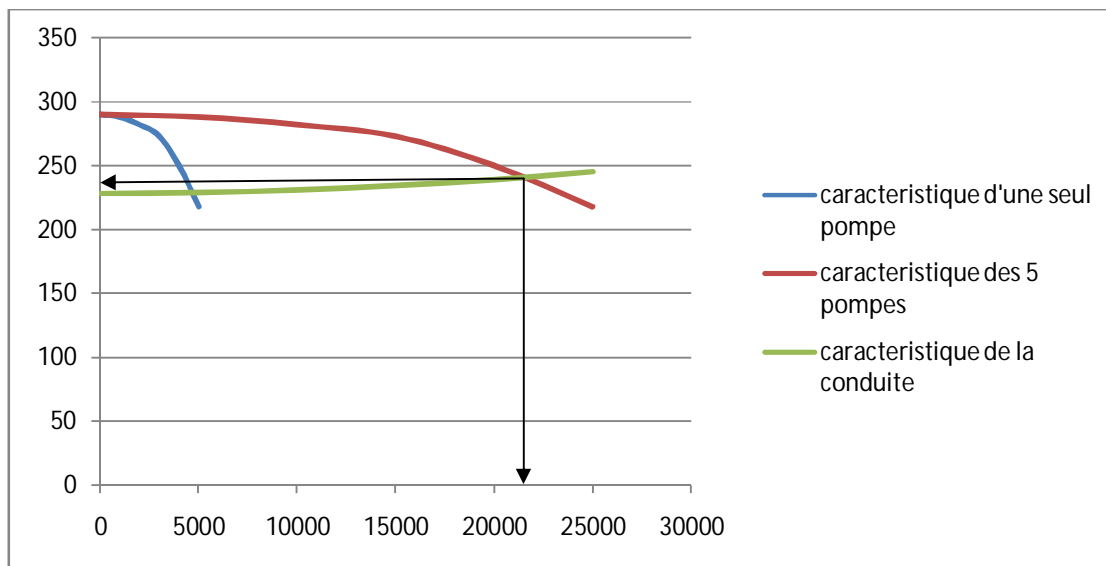


Figure III.8 : Détermination du point de fonctionnement de l'ensemble des pompes de SP1

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

Sont :

$$\begin{cases} Q_{Pf} = 21700\text{m}^3 / \text{h} \approx Q_{app} = 21600\text{m}^3 / \text{h} \\ H_{Pf} = 240\text{m} > H_{app} = 238,71\text{m} \end{cases}$$

Le débit correspondant au point de fonctionnement est légèrement supérieur au débit appelé, la hauteur manométrique correspondante au point de fonctionnement est presque égale à la hauteur manométrique appelée, ce qui signifie qu'on doit les ajuster de telle façon à avoir le débit et l'HMT du point de fonctionnement égale à ceux demandés.

Pour l'HMT on peut la laisser tel qu'elle est cela puisse servir à la mise en charge de la prochaine station de reprise.

La puissance du groupe avec une majoration de 10%, nous donne :

$P = 1,1 \times 3050$ **P = 3355 KW**

Le rendement optimal est de $\eta = \frac{g * HMT * Q}{P} = \frac{9,81 * 251 * 1,01}{3050}$

$$\eta = 81,85 \%$$

- NPSH

On vérifie la condition de non cavitation :

$$NPSH_d = \frac{P_{atm}}{w} - \left(H_a + \sum h_{p_{asp}} + \frac{V_{asp}^2}{2g} + h_v \right)$$

La longueur d'aspiration $L_{asp} = 15 \text{ m}$

$$\sum h_{asp}^{lin} = \frac{4}{1000} 15 = 0,06 \text{ m} \Rightarrow \sum h_{asp} = 1,2 * 0,1 = 0,072$$

$$V_{asp} = \frac{4.Q}{\pi.D_a^2} = \frac{4*1,01}{3,14*2^2} = 0,32 \text{ m/s}$$

$$\frac{V_{asp}^2}{2.g} = \frac{0,32^2}{2*9,81} = 0,005 \text{ m}$$

$$\frac{P_v}{\omega} = 0,183 \quad \text{à } 18^\circ \text{ c}$$

$$NPSH_d = 10 - (-3 + 0,072 + 0,005 + 0,183)$$

$$NPSH_d = 12,74 \text{ m}$$

On a $NPSH_r = 6,10 \text{ m}$ (ANBT)

Alors $NPSH_d > NPSH_r$ pas de risque de cavitation.

III.7 Conception de la station de reprise SR1

III.7.1 Présentation générale

III.7.1.1. Situation

La station de reprise SR1 est située à la cote 760 N.G.A à une distance de 6,9 km à l'aval de la station de pompage SP1. De même conception que la station de pompage SP1, elle assure la reprise du pompage à partir d'une bache d'aspiration située à l'entrée de la station, et refoule vers la seconde station de reprise SR2 à la cote 1 000 N.G.A pour une HMT égale à 247,1 m.CE.

III.7.2 Choix des groupes de pompage

III.7.2.1 Type de pompe

Nous optons pour cinq (5) pompes identiques en parallèles de type **CPKN 400-710 HPK** Chaque pompe disposée à la cote 760 N.G.A devra fournir un débit $Q = 1,2 \text{ m}^3/\text{s}$ pour une **HMT = 247,1 m.CE** à partir d'une bache d'aspiration commune dont le niveau minimal du plan d'eau est $N_{\min} = 762 \text{ N.G.A}$ assurant la mise en charge à l'aspiration de la pompe.

Le nombre de pompe(N)=5 → nombre de pompe de secoure = 2

III.7.2.3. Point de fonctionnement

- Courbe caractéristique de la conduite

La résistance de la conduite est donnée par :

$$R = 1,2 \frac{8\lambda L}{g\pi^2 D^5} \Rightarrow R = 1,2 \frac{8 * 0,016699 * 3778,8}{9,81 * 3,14^2 * 2^5}$$

$$R = 0,196 \quad [s^2 / m^5]$$

L'équation de la courbe caractéristique de la conduite $H = H_g + RQ^2$ devient alors

$$H = 240 + 0,196Q^2$$

- Courbe caractéristique de la pompe

On utilise les courbes caractéristiques de la pompe KSB CPKN 400-710 HPK

La courbe caractéristique débit-hauteur pour une pompe KSB CPKN 400-710 HPK avec une vitesse de rotation de $n=1800$ tr/min, est représentée dans la figure III.9

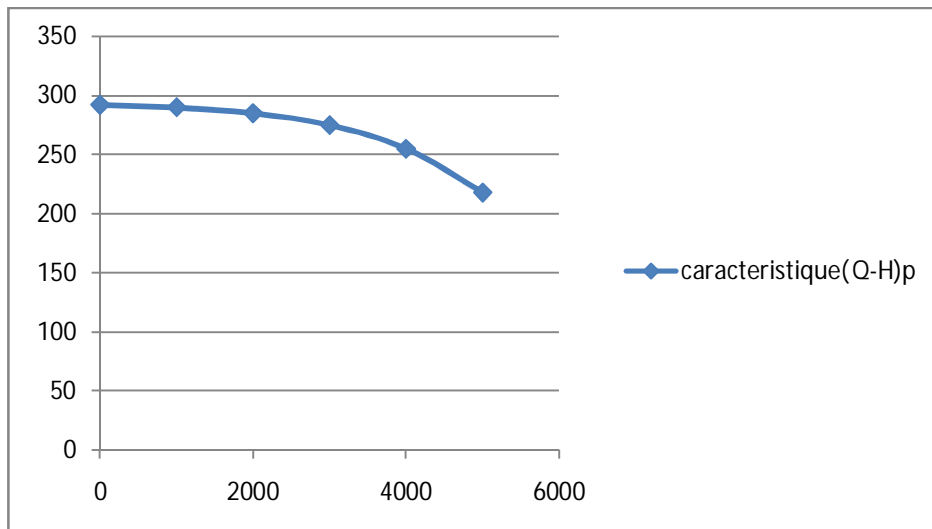


Figure III.9 : Courbe caractéristique de la pompe KSB CPKN 400-710 HPK

Les pompes seront assemblées en parallèle. Après addition des débits des cinq (5) pompes en fonctionnement, on obtient la courbe caractéristique globale du système de pompage (figure III.10)

- Détermination du point de fonctionnement du système

L'intersection de la courbe caractéristique de la conduite et celle de la pompe nous détermine le point de fonctionnement de l'ensemble des installations de pompage de la station de pompage SP1 (figure III.10).

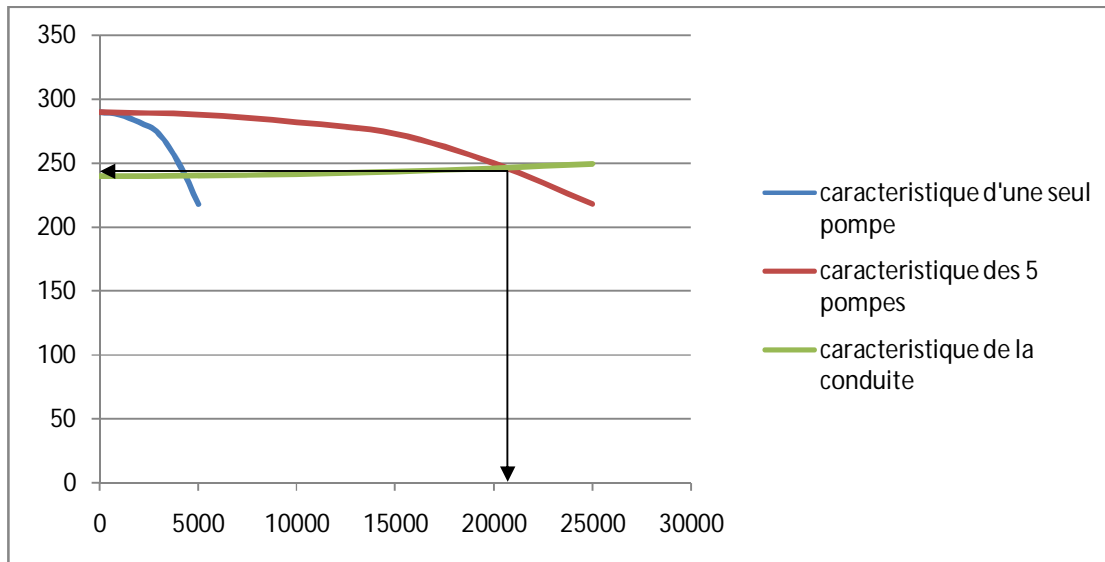


Figure III.10 : Détermination du point de fonctionnement des pompes de SR1

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

$$\text{Sont : } \begin{cases} Q_{Pf} \approx Q_{app} = 21600 \text{ m}^3 / \text{h} \\ H_{Pf} = 249 \text{ m} > H_{app} = 245,87 \text{ m} \end{cases}$$

Le débit correspondant au point de fonctionnement est égale au débit appelé, la hauteur manométrique correspondante au point de fonctionnement est presque égale à la hauteur manométrique appelée, car la différence qu'on voit servira à la mise en charge des pompe de la station de relevage prochaine.

La puissance du groupe avec une majoration de 10%, nous donne :

$$P = 1,1 \times 3300 \quad \mathbf{P = 3630 \text{ KW}}$$

$$\text{Le rendement optimal est de } \eta = \frac{g * HMT * Q}{P} = \frac{9,81 * 249 * 1,2}{3300}$$

$$\eta = 88,82 \%$$

- **NPSH**

On vérifie la condition de non cavitation :

$$NPSH_d = \frac{P_{atm}}{w} - \left(H_a + \sum h_{p_{asp}} + \frac{V_{asp}^2}{2g} + h_v \right)$$

La longueur d'aspiration $L_{asp} = 15$ m

$$\sum h_{asp}^{lin} = \frac{4}{1000} 15 = 0,06 \text{ m} \Rightarrow \sum h_{asp} = 1,2 * 0,1 = 0,072$$

$$V_{asp} = \frac{4.Q}{\pi.D_a^2} = \frac{4*1,2}{3,14*2^2} = 0,38 \text{ m/s}$$

$$\frac{V_{asp}^2}{2.g} = \frac{0,32^2}{2*9,81} = 0,0074 \text{ m}$$

$$\frac{P_v}{\omega} = 0,183 \quad \text{à } 18^\circ \text{ c}$$

$$NPSH_d = 10 - (-2 + 0,072 + 0,005 + 0,183)$$

$$NPSH_d = 11,74 \text{ m}$$

On a $NPSH_r = 6,10$ m (ANBT)

Alors $NPSH_d > NPSH_r$ pas de risque de cavitation.

III.8 Conception de la station de reprise SR2

III.8.1 Présentation générale

III.8.1.1. Situation

Identique à la station de reprise SR1, la station de reprise SR2, située à la cote 1 000 N.G.A à une distance de 3,8 km à l'aval de la station SR1, assure la reprise du pompage à partir d'une bache d'aspiration située à l'entrée de la station et refoule vers le bassin d'équilibre BE1 à la cote 1244 N.G.A pour une HMT égale à 247,4 m.CE.

III.8.2 Choix des groupes de pompage

III.8.2.1 Type de pompe

Nous optons pour cinq (5) pompes identiques en parallèles de type **CPKN 400-710 HPK** Chaque pompe disposée à la cote 1000 N.G.A devra fournir un débit $Q = 1,2\text{m}^3/\text{s}$ pour une **HMT = 248,15 m.CE** à partir d'une bache d'aspiration commune dont le niveau minimal du plan d'eau est $N_{\min} = 1000$ N.G.A assurant la mise en charge à l'aspiration de la pompe.

Le nombre de pompe(N)=5 → nombre de pompe de secoure = 2

IV.8.2.3. Point de fonctionnement

- **Courbe caractéristique de la conduite**

La résistance de la conduite est donnée par :

$$R = 1,2 \frac{8\lambda L}{g\pi^2 D^5} \Rightarrow R = 1,2 \frac{8 * 0,016699 * 1540,2}{9,81 * 3,14^2 * 2^5}$$

$$R = 0,08 \quad [s^2 / m^5]$$

L'équation de la courbe caractéristique de la conduite $H = H_g + RQ^2$ devient alors

$$H = 248,15 + 0,08Q^2$$

- Courbe caractéristique de la pompe

On utilise les courbes caractéristiques de la pompe KSB CPKN 400-710 HPK

La courbe caractéristique débit-hauteur pour une pompe KSB CPKN 400-710 HPK avec une vitesse de rotation de $n=1800$ tr/min, est représentée dans la figure III.11

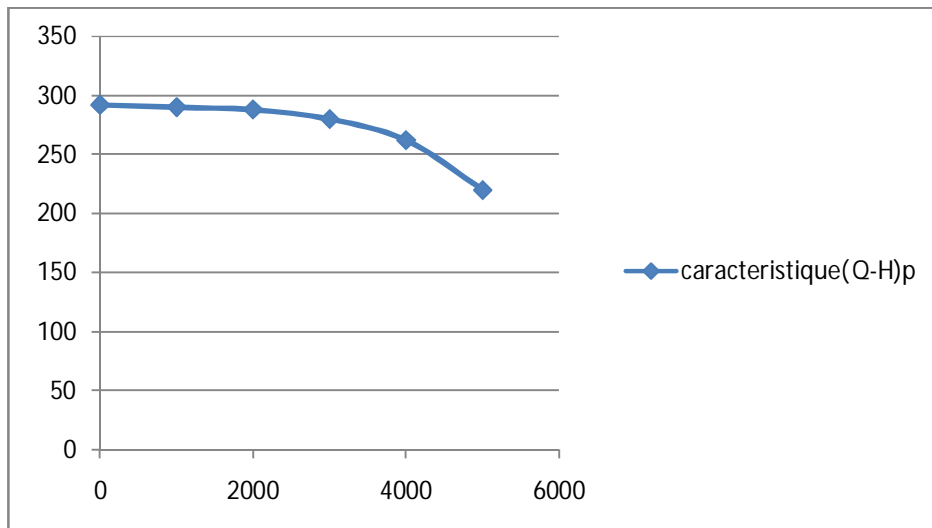


Figure III.11 : Courbe caractéristique de la pompe KSB CPKN 400-710 HPK

Les pompes seront assemblées en parallèle. Après addition des débits des cinq (5) pompes en fonctionnement, on obtient la courbe caractéristique globale du système de pompage (figure III.12).

- Détermination du point de fonctionnement du système

L'intersection de la courbe caractéristique de la conduite et celle de la pompe nous détermine le point de fonctionnement de l'ensemble des installations de pompage de la station de pompage SP1 (figure III.12).

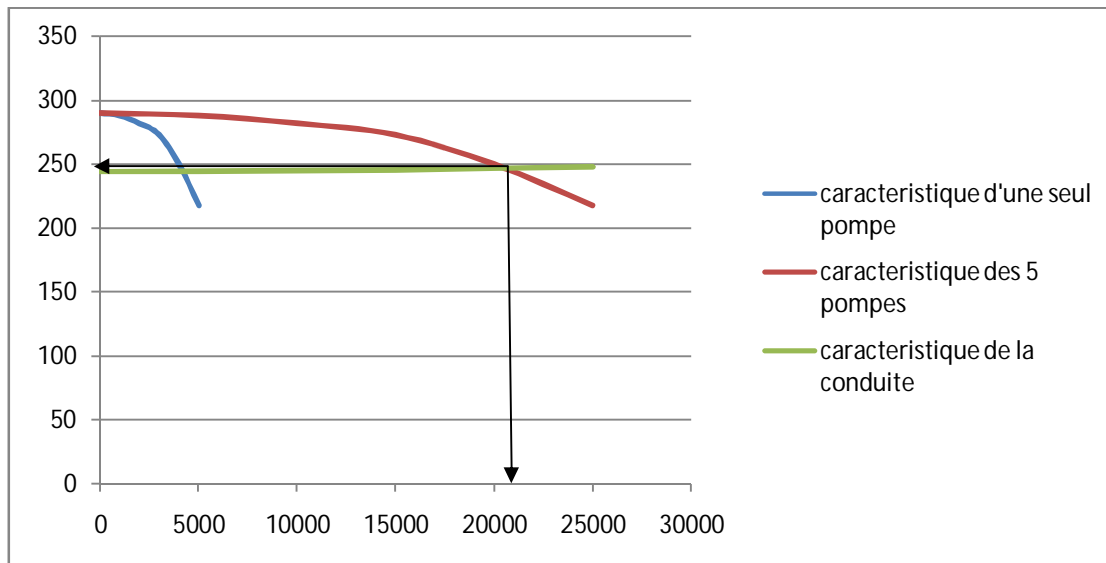


Figure III.12 : Détermination du point de fonctionnement de l'ensemble des pompes de SR2

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

Sont :
$$\begin{cases} Q_{Pf} \approx Q_{app} = 21600\text{m}^3 / \text{h} \\ H_{Pf} = 249\text{m} \approx H_{app} = 248,15\text{m} \end{cases}$$

Le débit correspondant au point de fonctionnement est égale au débit appelé, la hauteur manométrique correspondante au point de fonctionnement est presque égale a celle demandée, ce qui n'influencera pas sur le fonctionnement du système.

La puissance du groupe avec une majoration de 10%, nous donne :

$P = 1,1 \times 3300$ **$P = 3630 \text{ KW}$**

Le rendement optimal est de $\eta = \frac{g * HMT * Q}{P} = \frac{9,81 * 248 * 1,2}{3300}$

$\eta = 88,46 \%$

- **NPSH**

On vérifie la condition de non cavitation :

$$NPSH_d = \frac{P_{atm}}{w} - \left(H_a + \sum h_{p_{asp}} + \frac{V_{asp}^2}{2g} + h_v \right)$$

La longueur d'aspiration $L_{asp} = 15 \text{ m}$

$$\sum h_{asp}^{lin} = \frac{4}{1000} 15 = 0,06 \text{ m} \Rightarrow \sum h_{asp} = 1,2 * 0,1 = 0,072$$

$$V_{asp} = \frac{4.Q}{\pi.D_a^2} = \frac{4*1,2}{3,14*2^2} = 0,38 \text{ m/s}$$

$$\frac{V_{asp}^2}{2.g} = \frac{0,32^2}{2*9,81} = 0,0074 \text{ m}$$

$$\frac{P_v}{\omega} = 0,183 \quad \text{à } 18^\circ \text{ c}$$

$$NPSH_d = 10 - (-3 + 0,072 + 0,005 + 0,183)$$

$$NPSH_d = 11,74 \text{ m}$$

On a $NPSH_r = 6,10\text{m}$ (ANBT)

Alors $NPSH_d > NPSH_r$ pas de risque de cavitation.

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 trois stations de pompage du projet assurant un fonctionnement optimal du transfert.

Le fort marnage de la retenue du barrage d'Ighil Emda de plus de 20 m, nous a contraints à concevoir un système adapté pour le prélèvement de l'eau. Une station d'exhaure constituée de groupes de pompage immergées et placées à l'intérieur de tube permettra de relever les eaux à une altitude supérieure au niveau des plus hautes eaux de la retenue, mettant de ce fait l'aspiration des pompes de la station SP1 en charge.

Les pompes sélectionnées sont de type centrifuge adaptées aux caractéristiques particulières du transfert, à savoir un débit et des hauteurs importants. Les trois stations de pompage présentent des HMT proches, ce qui conduit à utiliser le même type de pompe et facilitant ainsi l'entretien et l'exploitation de l'ensemble du système.

Chaque station de pompage sera constituée de 5 ou 6 pompes identiques de type KSB CPKN 400-710 HPK, plus deux (2) de secours assurant respectivement un débit de $1.2 \text{ m}^3/\text{s}$ ou $1 \text{ m}^3/\text{s}$ pour une hauteur manométrique totale entre 245 et 251 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 IV

PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER

Introduction

Au cours de l'exploitation du transfert, les conduites et les équipements sont soumis à des variations transitoires et brusques de la pression de l'eau transportée suite à des changements de régime d'écoulement. Ce phénomène est connu sous le nom du coup de bélier.

Le fonctionnement en régime transitoire des installations hydrauliques peut provoquer des ruptures de conduites et des détériorations importantes des organes traversés. Les origines possibles des perturbations induisant ces phénomènes transitoires sont diverses, elles peuvent résulter d'une action externe, interne et même sans aucune action sur les organes installés. [4].

L'étude des phénomènes transitoires permettra de parfaire le dimensionnement des installations hydrauliques et de concevoir des moyens de protections adaptées minimisant les phénomènes transitoires.

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

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

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

IV.1.2 Causes du coup de bélier

Les causes les plus fréquentes qui provoquent ce phénomène sont :

- L'ouverture ou la fermeture brusque des vannes placées sur les conduites en charge à écoulement gravitaire
- L'arrêt brutal ou démarrage d'un ou plusieurs groupes électropompes alimentant une conduite de refoulement.
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
- La modification de la vitesse d'une pompe.
- Entrées et purges d'air.

L'interruption de l'alimentation électrique dans une station de pompage est la cause la plus répandue du coup de bélier.

IV.1.3 Les risques dus aux coups de bélier

Les conséquences du coup de bélier peuvent être néfastes, elles deviennent de plus en plus dangereuses à mesure que les paramètres modificateurs deviennent importants (variation de pressions et de vitesses). Les surpressions et les dépressions peuvent atteindre des valeurs considérables entraînant la détérioration des conduites, en absence de mesure de protection.

IV.1.3.1 Risque de forte pression

Les coups de bélier provoquent des surpressions qui s'ajoutent à la pression initiale. Si la somme de la surpression et de la pression initiale dépasse la pression maximale admissible (PMA) des conduites, il peut y avoir fissuration de ces dernières, et dislocation des joints.

IV.1.3.2 Pression négative

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par l'apparition d'une pression négative, soit à la suite d'une forte pression, soit à la suite d'un arrêt brusque de la pompe. Si cette pression devient inférieure à 10 m.c.e, il se produit une poche de cavitation. D'autres conséquences néfastes peuvent être créées dans la conduite, telles que l'implosion de la conduite, l'aspiration des joints et le décollement de l'enduit interne de protection.

IV.1.3.3 Fatigue des conduites

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

IV.1.4 Théorie des phénomènes transitoires

L'étude des écoulements dans un réseau est généralement basée sur la considération d'un état d'équilibre. Lors de régimes transitoires, l'étude passe par la pose de nombreuses hypothèses simplificatrices permettant d'aboutir à des équations relativement simples. [3].

Les premières méthodes d'analyse d'écoulement en régimes transitoires étaient des méthodes dites graphiques à l'exemple de la méthode de Bergeron, applicable pour des réseaux de faible nombre de conduites avec des conditions aux limites simples.

IV.1.4.1 Description physique du phénomène

Considérons une pompe munie d'un clapet et refoulant dans une conduite horizontale de longueur L alimentant un réservoir de grande dimension (niveau constant). Les pertes de charge sont supposées nulles.

Lors d'un arrêt brusque du groupe de pompage, le clapet se ferme instantanément annulant la vitesse d'écoulement en ce point.

La colonne d'eau, du fait de son inertie, poursuit son mouvement à la vitesse initiale provoquant une dépression à l'aval du clapet. La perturbation se propage de proche en proche jusqu'à l'extrémité de la conduite.

Nous sommes en présence d'un phénomène de propagation d'ondes caractérisé par une vitesse de propagation c et comportant quatre phases de durée L/c .

- **Phase 1** : l'onde de dépression se propage vers le réservoir en laissant derrière elle une conduite contractée dans laquelle l'eau est immobile. A l'instant $t = L/a$, toute la longueur de la conduite est en dépression.
- **Phase 2** : lorsque l'onde atteint le réservoir, il y a réflexion avec changement de signe provoquant une onde de surpression qui repart vers le clapet. La conduite reprend sa section initiale induisant un retour d'eau. A l'instant $t = 2L/a$, la conduite a repris sa forme initiale et l'onde de surpression est réfléchi sur le clapet.
- **Phase 3** : la réflexion de l'onde de surpression entraîne une nouvelle onde de même signe annulant le débit d'écoulement sur son passage et dilatant la conduite.
- **Phase 4** : à l'instant $t = 3L/a$, une onde réfléchi sur l'extrémité libre du réservoir repart vers le clapet en annulant la dilatation de la conduite et provoquant un écoulement dans la direction du réservoir. Lorsque l'onde atteint le clapet à $t = 4L/a$, la conduite et l'écoulement deviennent identiques à ce qu'ils étaient à l'instant $t = 0$ et les quatre phases se répètent une nouvelle fois.

Le coup de bélier dans une conduite simple est donc un phénomène périodique de période $4L/a$ comportant une succession de phases de dépression et de phases de surpression.

IV.1.5 Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier [5].

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 :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + k * \frac{D}{e}}} \quad (\text{IV.1})$$

a : célérité d'onde (m/s) ;

D : diamètre de la conduite (mm) ;

e : épaisseur de la conduite (mm) ;

Pour l'acier : K = 1.

$$\text{A.N : } a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + 1 * \frac{500}{9}}} \Rightarrow a = 971,45 \text{ m/s}$$

Le temps de retour de l'onde de déformation est régi par la formule :

$$t_r = \frac{2 * L}{a} \quad (\text{IV.2})$$

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

L : longueur de la conduite (m).

$$\text{A.N : } t_r = \frac{2 * 7600}{971,45} \Rightarrow t_r = 15,6 \text{ s.}$$

Conclusion

Afin de protéger la conduite gravitaire contre le coup de bélier, on prévoit des vannes à fermeture lentes ayant un temps de fermeture supérieur à **15,6 s**.

IV.1.6 Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier

Il n'est pas possible de supprimer totalement les effets du coup de bélier, mais il convient de rechercher leur atténuation à une valeur compatible avec la résistance des installations.

Les moyens de protection contre ce phénomène sont :

a) Réservoir d'Air

Les réservoirs hydropneumatiques sont des réservoirs dans lesquels le volume d'eau est équilibré par la pression de fonctionnement en régime permanent. Cette réserve d'eau permet de réduire les dépressions en fournissant une quantité d'eau demandée par la dépression sous forme

d'un débit contrôlé par un orifice, une tuyère ou un clapet percé. Il est en effet essentiel d'introduire dans le système un amortissement faute de quoi, les oscillations dureraient sur une longue période. L'expérience a démontré qu'il est préférable d'avoir une plus grande perte de charge au retour qu'à l'aller, dans le sens du réservoir vers la conduite. (Figures IV.1 et IV.4)

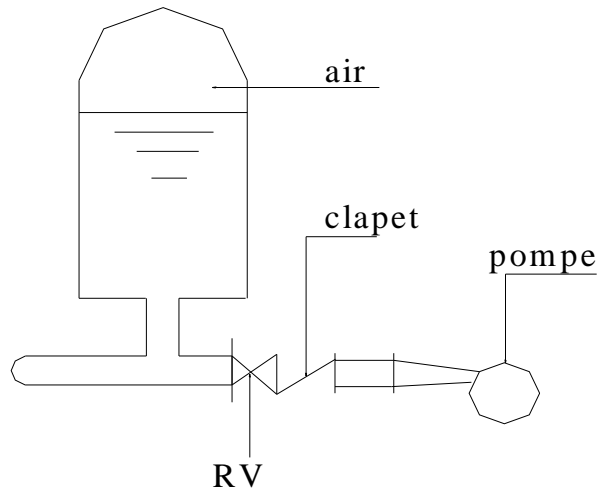


Figure IV.1 : Réservoir d'air anti bélier

b) Cheminée d'équilibre

C'est un réservoir à l'air libre sous forme d'un tube piézométrique vertical. Il permet de transformer les surpressions et les dépression en variation de hauteur de colonne d'eau. Dans les cas de refoulement sur des dénivellations importantes, l'utilisation de cheminées d'équilibre devient impraticable puisque leurs hauteurs seraient trop grandes. Sur une conduite de refoulement, cependant, une cheminée peut être placée en cours de parcours pour contrer les effets de la cavitation. La hauteur de la cheminée sera alors réduite et son emplacement, son niveau d'entretien étant réduit, ne pose pas de problème. (Figure IV-2)

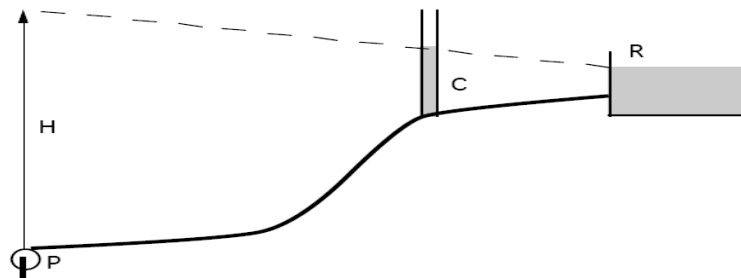


Figure IV.2 : Cheminée d'équilibre sur une conduite de refoulement

c) Soupape de décharge

Ce sont des appareils dits équipements mécaniques qui s'ouvrent pour réduire la surpression à une valeur acceptable. Ordinairement ces dispositifs sont généralement constitués d'un ressort à boudin, qui à sa compression obture en exploitation normale un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est-à-dire où la surpression à craindre est maximale et libère le cas échéant, le débit de retour de conduite correspondant à la valeur de la surpression admissible. Il y a lieu de prévoir l'évacuation vers l'extérieur, de l'eau ainsi libérée.

Ce dispositif est inefficace pour protéger les conduites contre les dépressions et les cavitations.

(Figure IV-3)



Figure IV.3 : Soupapes de décharge en fonctionnement [photo KSB]

d) Volant d'inertie

Pour de faibles dépassements de la valeur limite de dépression à l'aval de la pompe, l'alimentation d'une conduite en cas de disjonction du groupe de pompage peut être prolongée en augmentant l'inertie du moteur grâce à un volant d'inertie.

Ce dispositif permet de protéger efficacement les petites installations de faible hauteur manométrique avec des refoulements de courte distance. L'augmentation de la longueur de la conduite à protéger entraînera l'utilisation de volants plus lourds, et par conséquent, un surdimensionnement inadmissible du moteur d'entraînement.

L'utilisation des volants d'inertie reste limitée à la réduction de la dépression en aval des pompes dans le cas de conduites n'excédant pas les centaines de mètres.

e) By-pass

Suite à une coupure d'alimentation ou d'une disjonction d'un relais de sécurité, l'arrêt des groupes de pompage ayant une faible inertie s'effectue brutalement provoquant un coup de bélier dont il est souvent nécessaire de réduire.

On dispose d'un by-pass muni d'un clapet entre l'aspiration et le refoulement de la pompe lorsque la dépression, provoquée par un arrêt brutal de la pompe, peut devenir acceptable en évitant les pertes de charge à travers la pompe et uniquement pour des hauteurs de refoulement faibles.

f) Clapets d'entrée d'air

Positionnées aux points hauts du profil de la conduite où la dépression admissible est dépassée. Parfois associé à des ventouses, ils permettent l'entrée d'air pour lutter contre les pressions relatives négatives. Il est nécessaire lors de l'étude de connaître le diamètre de la ventouse, ses coefficients de perte de charge à l'entrée et à la sortie ainsi que la cote de l'orifice par rapport à la génératrice supérieure de la conduite. Les ventouses et entrées d'air n'ont pas un comportement linéaire en fonction du temps et de la pression : le début de l'ouverture se produit après l'installation dans la conduite de l'onde de dépression, en tenant compte du déplacement des composants mécaniques et de la mise en débit. De plus, elles perdent leur étanchéité avec l'âge.

Ces équipements doivent être soumis à des contrôles réguliers au risque de mal protéger la conduite et ses installations du coup de bélier. L'étude et la fabrication de ces équipements doit être confiées à des spécialistes.

Remarque :

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

IV.1.7 Calcul des réservoirs d'air

L'étude du coup de bélier consiste à calculer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans les conduites de refoulement et le volume du réservoir d'air.

Les différentes méthodes de calcul du réservoir d'air sont données par :

a) Méthode de VIBERT

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

b) Méthode de BERGERON

La méthode de **BERGERON** est la plus répandue, elle donne de bons résultats quelque soit la taille des installations.

IV.1.8 Dimensionnement des réservoirs d'air par la méthode de VIBERT

On calculera la célérité d'onde à l'aide de la formule améliorée par Mr (SALAH. B) pour les conduites enterrées :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K * 2 * a * (1 - \nu_m^2) * (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) * a * E_s + E_m * e_m * (1 - \nu_s)}}} \quad (IV.3)$$

Avec :

C: célérité d'onde en (m/s)

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

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

E_m : module de Young du matériau de la conduite ; $E_m = 2 * 10^{11}$ pour l'acier.

$E_m = 3 * 10^9$ pour le PVC.

$E_m = 1 * 10^{11}$ pour la fonte.

E_s : module de Young du sol ; $E_s = 2 * 10^8$ Pascal.

ν_m : coefficient de poisson du matériau. $\nu_m = 0,3$ (acier), $\nu_m = 0,46$ (PVC), $\nu_m = 0,3$ (fonte)

ν_s : coefficient de poisson du sol entourant la conduite. $\nu_s = 0.33$

e_m : Epaisseur de la conduite (m).

a : rayon intérieur de la conduite (m).

✓ La charge tenant compte du coup de bélier :

$$Z = Hg + \frac{C * V_0}{g}$$

V_0 : vitesse moyenne de refoulement en (m/s).

g: l'accélération de pesanteur.

✓ La charge statique absolue:

$$Z_0 = Hg + 10$$

✓ La charge maximale absolue:

$$Z_{\max} = Z_0 + \frac{C * V_0}{g}$$

On a:

$$\left. \begin{aligned} \frac{Z_{\max}}{Z_0} \\ h_0 = \frac{V_0^2}{2 * g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{Abaque de VIBERT} \Rightarrow \frac{U_0}{LS}; \frac{Z_{\min}}{Z_0} \quad (\text{voir annexe III})$$

$$U_0 = \frac{U_0}{L * S} * L * S$$

$$U_0 * Z_0 = U_{\max} * Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{U_0 * Z_0}{Z_{\min}}$$

U_{\max} : volume du réservoir d'air.

Application:

➤ **Données de base :**

Les caractéristiques de l'adduction de refoulement sont représentées dans le tableau IV.1:

Tableau IV.1 : Caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement:

N° de station	Type de matériau	D (mm)	S (m ²)	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
SP1-SR1	Acier	2000	3.14	1.9	6895.7	228
SR1-SR2	Acier	2000	3.14	1.9	3778.8	240
SR2-BE1	Acier	2000	3.14	1.9	1540.2	245

➤ **Calcul de la célérité d'onde C :**

Les résultats trouvés pour la célérité d'onde C sont regroupés dans le tableau IV.2:

Tableau IV.2 : Calcul de la célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement:

N° de station	K (Pa) (*10 ⁹)	ρ (Kg/m ³)	a (m)	ν _m	ν _s	E _s (Pa) (*10 ⁸)	E _m (Pa) (*10 ¹¹)	e _m (m)	C (m/s)
SP1-SR1	2,07	1000	1000	0,3	0,33	2	2	0,014	964,21
SR1-SR2	2,07	1000	1000	0,3	0,33	2	2	0,014	964,21
SR2-BE1	2,07	1000	1000	0,3	0,33	2	2	0,014	964,21

➤ **Calcul de la capacité du réservoir d'air :**

Les résultats trouvés pour le calcul de volume des réservoirs d'air sont regroupés dans le tableau IV.3:

Tableau IV.3 : Calcul de volume des réservoirs d'air de l'adduction par refoulement :

N° de station	Z ₀ (m)	Z _{max} (m)	$\frac{Z_{\max}}{Z_0}$	V ₀ (m/s)	h ₀	$\frac{h_0}{Z_0}$ (*10 ⁴)	$\frac{U_0}{L * S}$	$\frac{Z_{\min}}{Z_0}$	U ₀ (m ³)	U _{max} (m ³)
SP1-SR1	238	424,75	1,78	1,9	0,186	7,8	0,0065	0.625	140,741	225,19
SR1-SR2	250	436,75	1,75	1,9	0,186	7,4	0.0064	0.629	75,939	120,73
SR2-BE1	255	441,75	1,73	1,9	0,186	7,2	0.0062	0.63	29,985	47,59

Conclusion

On remarque que les volumes des réservoirs sont très important, ceci est due a la méthode utilisée qui est la méthode de Vibert, car cette dernière donne des volumes de réservoir d'air très important quand une adduction est très grande tel que la notre.

Et c'est pour cela qu'il faut utiliser une autre méthode comme celle de Bergeron ou changer carrément le moyen de protection.

CHAPITRE V

ETUDE DES RESERVOIRS

Introduction

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

V.1 Fonctions des réservoirs

- Les réservoirs constituent les organes régulateurs de pression et de débit entre le régime de production et celui de la consommation.
- Ils permettent d'emmagasiner l'eau lorsque la consommation est inférieure à la production, et la restituent lorsque la consommation devient supérieure à cette dernière.
- Les réservoirs permettent une certaine souplesse pour faire face, sans gêne pour les utilisateurs, aux incidents suivants :
 - panne électrique ;
 - remplacement d'une pompe ;
 - accident sur la conduite de refoulement quand il se trouve à la tête du réseau.
- Les réservoirs permettent, outre une régularité de fonctionnement des groupes de pompage, de profiter au maximum du tarif de nuit en énergie électrique.
- Certains réservoirs sont équipés de telle manière qu'une partie de leur capacité constitue une réserve d'incendie. Ce volume se renouvelle sans être entamé par un dispositif spécial dit système à évent, le plus souvent constitué par un siphon, qui se désamorçe lorsque le niveau de la réserve est atteint.
- Dans le cas où une agglomération s'étend dans une direction donnée, un réservoir unique et de hauteur convenable peut devenir insuffisant pour assurer à tout moment et en tout point du réseau une pression suffisante.

C'est alors que l'on a recours à un ou plusieurs réservoirs d'équilibre en liaison par le réseau avec le réservoir principal, mais à une cote de niveau légèrement inférieure. Le remplissage du réservoir d'équilibre se fait gravitairement au moment des faibles consommations, c'est-à-dire principalement la nuit.

La journée, la charge à partir du réservoir principal diminue dans le réseau par suite de la consommation, celle du réservoir d'équilibre devient alors prépondérante et c'est son action qui maintient une pression régulière.

- Les réservoirs peuvent également jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée.
- Les réservoirs peuvent aussi jouer le rôle de relais ils sont appelés dans ce cas réservoirs tampons.

V.2 Prescriptions sanitaires

Hormis leurs rôles précédemment cités, les réservoirs doivent répondre aux prescriptions sanitaires ci-après :

- Les ouvrages de stockage doivent être conçus et exploités de manière à éviter une stagnation prolongée de l'eau d'alimentation.
- Les réservoirs doivent être protégés contre toute pollution externe et contre les élévations importantes de température.
- Ils doivent être faciles d'accès et leur installation doit permettre de vérifier en tout temps leur étanchéité.
- Ils doivent être munis d'un dispositif permettant une prise d'échantillon d'eau à l'amont et à l'aval immédiat du réservoir.
- L'ensemble des matériaux constituant les réservoirs ne doit ni se désagréger ni communiquer à l'eau des saveurs ou des odeurs désagréables.
- Après chaque intervention susceptible de contaminer l'eau contenue dans les réservoirs et, de toute façon au moins une fois par an, les réservoirs sont vidés, nettoyés et désinfectés.
- En plus des prescriptions citées ci-avant, les réservoirs à surface libre doivent être fermés par un dispositif amovible à joints étanches.
- Les orifices de ventilation sont protégés contre l'entrée des insectes et des petits animaux par un dispositif approprié (treillage métallique inoxydable à mailles d'un millimètre au maximum).

V.3 Classification des réservoirs

Les réservoirs, pour accomplir convenablement les fonctions auxquelles ils sont conçus, peuvent occuper les différentes dispositions suivantes :

- Enterrés;
- Semi-enterrés;
- Sur sol;
- Sur tour (château d'eau).

Selon leur capacité, les réservoirs peuvent prendre la forme :

- **Rectangulaire ou carrée:** elles sont utilisées surtout pour les capacités importantes. Dans ce cas, le compartimentage sera facilement réalisé pour assurer la continuité de la distribution. Ils seront exécutés en béton armé ou précontraint, chaque compartiment doit avoir la même tuyauterie que pour un réservoir unique.
- **Circulaire:** elle est préférée pour les réservoirs de faibles capacités. La position de la tuyauterie et la même que pour les réservoirs rectangulaire. Ils sont fait soit en béton armé ou en précontraint.

Dans le cas de deux réservoirs jumelés, la chambre de manœuvre est prévue entre eux.

- ❖ Dans notre cas, les réservoirs à dimensionner sont des réservoirs tampons et de régulations.

V.4 Emplacement des réservoirs

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème délicat à résoudre car l'on doit tenir compte de certaines considérations.

Dans notre cas:

- le réservoir tampon qu'on a appelé (BE1) doit être implanté d'une manière à assurer la continuité de l'écoulement, c'est à dire ne pas avoir des points d'écrêttements le long de l'adduction.

V.5 Calcul des capacités des réservoirs

V.5.1 Le réservoir tampon

Nous rappelons que le débit à véhiculer par le système d'adduction est de **326024,4 m³/j**. Ce débit est refoulé successivement par une station pompage et deux de reprise jusqu'à atteindre le réservoir tampon projeté sur une crête dominant a Djebel Ghern el Guarboussa à la cote 1244 N.G.A. ce lui-ci sera relia a un autre BE2 qui déversera dans le barrage de Mahouane.

Les stations de pompages et de reprises sont équipées pour un régime de fonctionnement de 15h/24 et ce pour éviter le coup élevé de l'énergie et laisser reposer un peut les pompe.

V.5.1.1 Estimation de la capacité du réservoir tampon

Le volume des réservoirs tampon sont déterminé en fonction du temps de fermeture de la vanne se trouvant a l'aval de l'adduction gravitaire.

Soit Q_0 le débit transité dans la conduite gravitaire a l'avele du réservoir, et soit T le temps de fermeture linéaire de la vanne, sans compter celui de l'ajustement du débit.

Dés l'arrêt de la pompe le réservoir commence a se vider et la vanne a l'aval de l'adduction entre en action de fermeture.

Pour un instant 't' le débit sera :

$$Q = Q_0 - Q_0 * \frac{t}{T} = Q_0 * \left(1 - \frac{t}{T}\right) \quad (V.1)$$

Et le volume du réservoir dv sera :

$$dV = Q_0 * \left(1 - \frac{t}{T}\right) dt$$

$$V = Q_0 * \int_0^T \left(1 - \frac{t}{T}\right) dt = \frac{Q_0 T}{2} \quad (V.2)$$

Donc le volume du réservoir est fonction directe du temps de fermeture de la vanne a fermeture lente, donc il nous faut connaitre la loi de manœuvre de la vanne choisie pour l'adduction.

Affin de minimiser au maximum le coup de bélier on prend le temps de fermeture de la vanne égale a 0,25h qui est beaucoup plus supérieur que celui trouver da le chapitre précédant.

$$V = \frac{Q_0 * T}{2} = \frac{6 * 3600 * 0.083}{2} = 900$$

$$V = 900 \text{ m}^3$$

V.5.1.2 Dimensions du réservoir

La hauteur optimale d'eau utile h est située entre 3 et 6 m. Cette hauteur peut atteindre 7 à 8 m dans le cas de grands réservoirs.

V.5.1.3 La longueur de la cuve

$$S = \frac{V}{h} \Rightarrow L * l = \frac{V}{h} \Rightarrow L = \frac{V}{h * l} \quad (\text{V.3})$$

V : capacité normalisée du réservoir (m³) ;

S : section du réservoir (m²) ;

L : Longueur de la cuve (m) ;

l : largeur de la cuve (m) ;

h : hauteur utile optimale d'eau (m),

On pose: h = 5 m et l = 13 m

$$\text{AN: } \Rightarrow L = \frac{V}{h * l} \quad L = 13,84 \text{ m, on prend : } \mathbf{L = 13,5 \text{ m}}$$

- Réévaluation de la hauteur d'eau h :

$$h = \frac{V}{L * l}$$

$$\text{AN: } h = \frac{900}{13 * 13,5} \Rightarrow \mathbf{h = 5,12 \text{ m}}$$

- La section de la cuve :

$$S = \frac{V}{h}$$

$$\text{AN: } S = \frac{900}{5,12} \Rightarrow \mathbf{S = 175,78 \text{ m}^2}$$

- La hauteur totale du réservoir

En plus de la hauteur utile optimale d'eau dans la cuve, il faut prévoir un espace appelé revanche ou matelas d'air d'une épaisseur variant de 0,25 à 1m, au dessus du plan d'eau.

$$H = h + R$$

H : hauteur totale du réservoir (m) ;

R : revanche (m),

On prend: R = 0,58 m

AN: $H = 5,12 + 0,18 \Rightarrow H = 5,7 \text{ m}$

V.5.2 Réservoir tampon 2

Il a pour rôle la liaison entre le le réservoir tampon et la retenu da Mahouane.

On préconise un réservoir posé sur sol de forme rectangulaire identique au réservoir tampon précédant, situé au niveau de djbel Meghres a la cote 1146 N.G.A.

L'entrée de la conduite dans le réservoir est en diamètre 2000 mm tandis que celle de la sortie est en diamètre 1000 avec conne de liaison.

V.6 Récapitulation des résultats

Tableau V.1 : Récapitulation des résultats

	Forme	Volume (m³)	Surface (m²)	Longueur (m)	largueur (m3)	Hauteur (m3)
Réservoir tampon 1	Réctangulaire	900	175,78	13,5	13	5,7
Réservoir tampon 2	Réctangulaire	900	175,78	13,5	13	5,7

V.7 Equipements du réservoir

Pour accomplir leurs fonctions convenablement, les réservoirs uniques ou compartimentés doivent être équipés :

- D'une conduite d'arrivée ;
- D'une conduite de départ ;
- D'une conduite de vidange ;
- D'une conduite de trop plein ;
- D'une conduite by-pass.

Toutes ces conduites doivent normalement transiter par une chambre appelée chambre de manœuvre.

V.7.1 conduite d'arrivée ou d'adduction

L'adduction est faite par refoulement, arrivé dans la cuve en siphon noyé (à la partie supérieure de la cuve) ou par le bas placé à l'opposé de la conduite de départ, afin de provoquer le brassage, par conséquent un dispositif de contrôle situé au niveau de la station de pompage permettant le déclenchement ou l'arrêt des pompes automatiquement.

V.7.2 conduite de départ ou de distribution

C'est la conduite qui véhicule l'eau sortant du réservoir, son orifice est placé à quelques centimètres au-dessus du fond de la cuve (15/20cm) pour éviter l'introduction de matière en suspension et des corps solides qui se sont précipités au fond. L'extrémité est munie d'une crépine courbée afin d'éviter le phénomène de vortex (pénétration d'air dans la conduite)

Cette conduite est équipée d'une vanne sur vitesse permettant la fermeture rapide en cas de rupture de cette conduite.

V.7.3 Conduite du trop-plein

Cette conduite a pour rôle d'évacuer l'excès d'eau arrivant au réservoir sans provoquer de déversement au cas où la pompe d'alimentation ne se serait pas arrêtée.

V.7.4 Conduite de vidange

Elle permet la vidange du réservoir, en cas de nettoyage ou d'éventuelle réparation, il est nécessaire de prévoir la vidange au moyen d'une conduite généralement raccordée à la conduite de trop-plein. Elle est munie d'un robinet vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable qui entraîne une difficulté de manœuvre

V.7.5 Conduite by-pass

Pour assurer la continuité de l'écoulement au cas de travaux de maintenance ou au cours d'une vidange de la cuve ; on relie la conduite d'adduction et la conduite de départ par une conduite appelée by-pass.

V.7.6 Joints d'étanchéité

Il faudra veiller aux traversés des conduites dans le béton de la cuve (la paroi ou le radier). A cette effet un joint devra être effectué à l'aide d'un produit plastique recouvert de ciment.

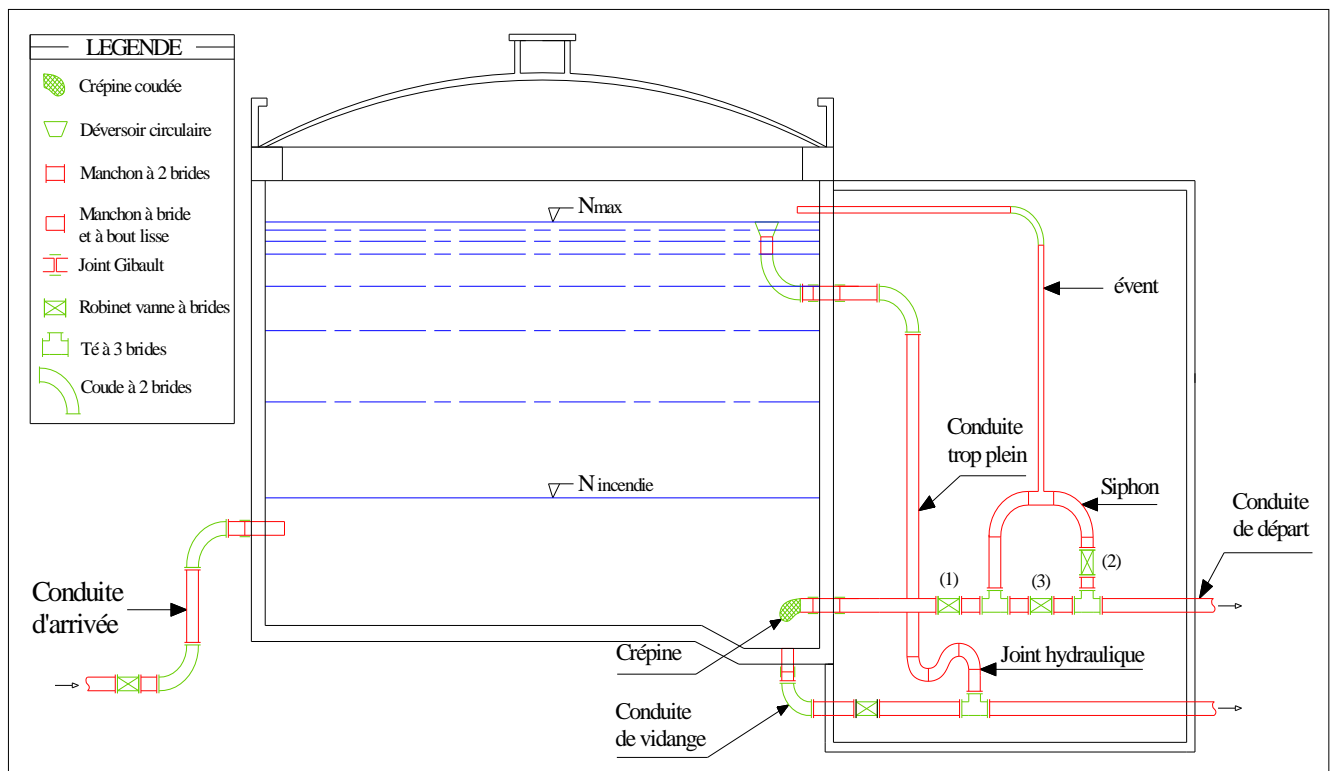


Figure V.1 : Equipements des réservoirs

V.8 Hygiène et sécurité

Pour des raisons d'hygiène et de sécurité les réservoirs doivent être :

- Couvert pour les protéger des variations de température et l'introduction de corps étranger ;
- Eclairé par des ouvertures muni de plaque de verre ;
- Etanche ;
- Aérer par des ouvertures a grilles.

V.9 Traversée des conduites dans les parois de la cuve

Pour assurer l'étanchéité du réservoir au niveau des traversées des conduites dans les voiles ou le radier de la cuve, deux cas sont possibles :

- **1^{er} cas** : La traversée peut être faite avec un manchon à bout lisse raccordé à la conduite extérieure avec un joint de type Gibault, en cas de tassement différentiel, le mouvement n'est pas transmis au manchon. Dans ce cas l'étanchéité est assurée par un produit bitumineux reposant sur une bague de forme de "U" (figure V.2).

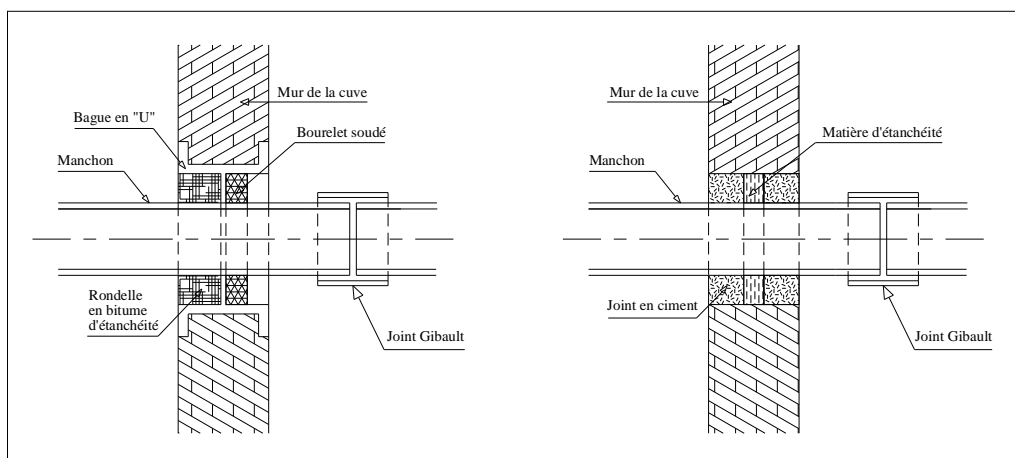


Figure V.2 : Traversée des conduites (manchon à bout lisse)

- **2^{ème} cas** : La traversée peut être réalisée également par des gaines en fonte comportant des cannelures. La gaine comporte un rétrécissement où vient s'insérer la rondelle en caoutchouc d'étanchéité, celle-ci est coincée grâce à un écrou vissé ou clavette (figure V.3).

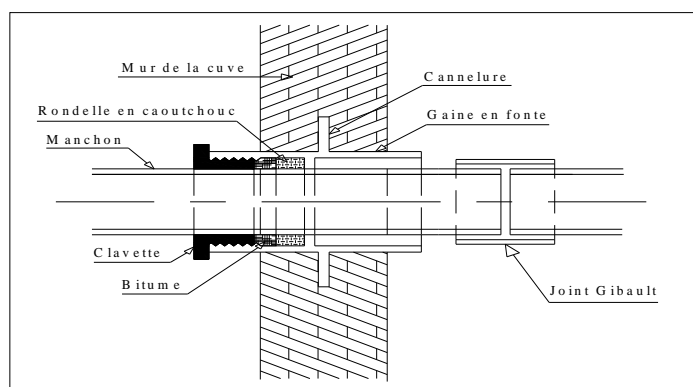


Figure V.3 : Traversée des conduites (Gaine en fonte)

Conclusion

Dans ce chapitre on a pu voir l'importance des réservoirs dans un système d'adduction d'eau, en effet, pour la réalisation de notre projet qui est de transférer de l'eau a partir du barrage d'Ighil Emda vers le barrage de Mahouane il faut construire deux réservoirs tampons.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

L'étude du système de transfert interbassin Sétif-Hodna a englobé diverses disciplines : géologie, topographie, machines hydrauliques, 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.

En premier lieu, des visites sur site ont été effectuées, ce qui a permis de dégager plusieurs variantes sur cartes topographiques suivant des critères de sélection définis préalablement. La nature du terrain très accidenté et la grande dénivelée du projet nous contraint à déterminer méticuleusement des tracés viables avec des profils en long optimums, essentiellement pour la première moitié du transfert à l'aval de la prise d'eau.

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.

Ce critère nous a poussé à élaborer un système de dissipation d'énergie au niveau du dernier tronçon près de la restitution, composé d'une série de deux brises charges avec obturateurs à disques adaptés à ce genre de projet.

Au terme de la comparaison technico-économique, nous avons établi un choix technique pour la sous variante 2 et principalement économique pour la variante 1.

Par la suite, le dimensionnement des stations de pompage a 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 d'Ighil Emda avec un fort marnage nous a conduit à adopter des groupes de pompage d'exhaure immergés avec roues à canaux.

Dans le but de garantir la pérennité des conduites et d'assurer leur bon fonctionnement, une protection contre le coup de bélier est nécessaire.

Enfin, pour aboutir efficacement à notre but visé, nous jugeons utile de protéger les conduites contre les pressions importantes dues aux différences d'altitudes par la projection des régulateurs de pression, et la projection le long du réseau d'adduction de ventouses à chaque point haut pour évacuer les bulles d'air qui peuvent survenir à l'intérieur de la conduite, et des vidanges au niveau des points bas.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1].**EGA** - Electricité Générale d'Algérie ex SONELGAZ (1954). « Aménagement hydraulique d'Algérie ». Série économique, n°110, pages 14.

[2].**MRE** - Ministère des Ressources en Eau (2005). « Etude d'actualisation et de finalisation du plan national de l'eau ».Rapport de mission.

[3].**Fox, J. A.** (1984). « Hydraulic Analysis of Unsteady Flow in Pipe Networks ». Edition The McMillan, pages 216.

[4].**Matringe, J. M.** (1963). « Les coups de bélier et la protection des réseaux d'adduction d'eau ». CHARLATTE. Pages77.

[5] **A. DUPONT** « Hydraulique urbaine », Tome II, édition Eyrolles, Paris 1977, p.237, 260, 267, 275-280, 287.

[6] **A. LENCASTRE** « Hydraulique générale », édition Eyrolles, Paris 1983, p.349.

[7] **M. CARLIER** « Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles, Paris 1972, p.289.

[8] **GOOGLE MAP** « !,;ù !, ;ù ! » le 16 juin 2012.

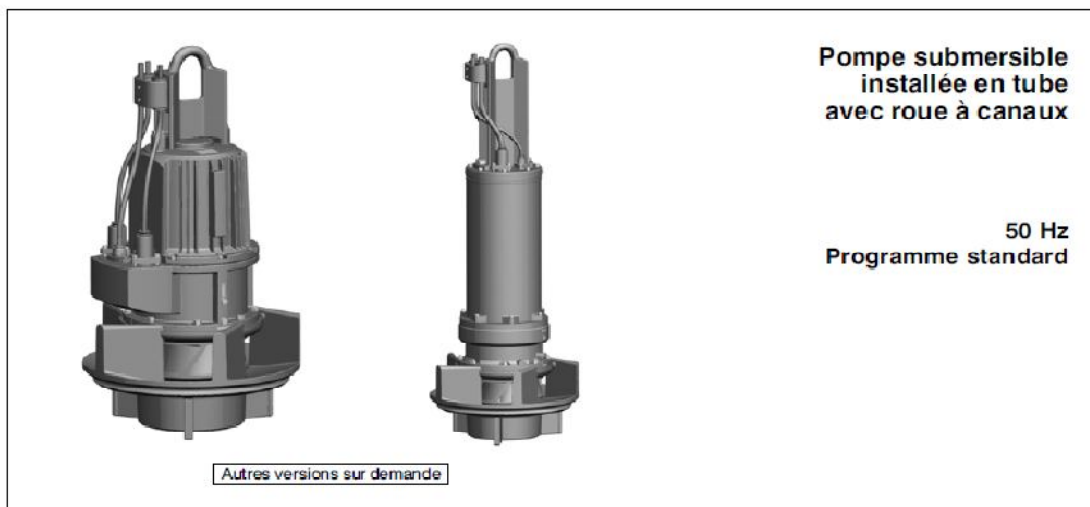
ANNEXES

ANNEXE I

Figure A1 : Catalogue utilisé pour le choix des pompes immergées dans la station d'exhaure

Livret technique
1579.5/4-20

Amacan K



Domaines d'emploi

Pompes pour eaux usées, eaux mixtes et pour boues activées dans les stations d'épuration. Pompes pour le relevage d'eaux pluviales, systèmes d'installation et de drainage, dans le cadre des mesures contre la pollution des eaux en cas de catastrophe, d'eaux de surface et en pompage d'eaux de process industriel, pour liquides sans matières formant des tresses, épurés par dégrillage ou débordement.

Caractéristiques

Hauteur de refoulement	H	jusqu'à	30 m
Débit	Q	jusqu'à	1500 l/s
Puissance moteur	P ₂	jusqu'à	320 kW
Température du liquide		jusqu'à	40 °C
Profondeur maxi. d'installation			30 m

Exécution

Exécution submersible, groupe monobloc à simple flux, monoétagé, installé en tube équipé de roue à canaux.

Entraînement

Moteur triphasé
400 V (variantes : 500 V, 690 V)

Étanchéité d'arbre

Toujours 2 garnitures mécaniques indépendantes du sens de rotation;
lubrification à l'huile non-polluante

Palier


Roulements à billes graissés

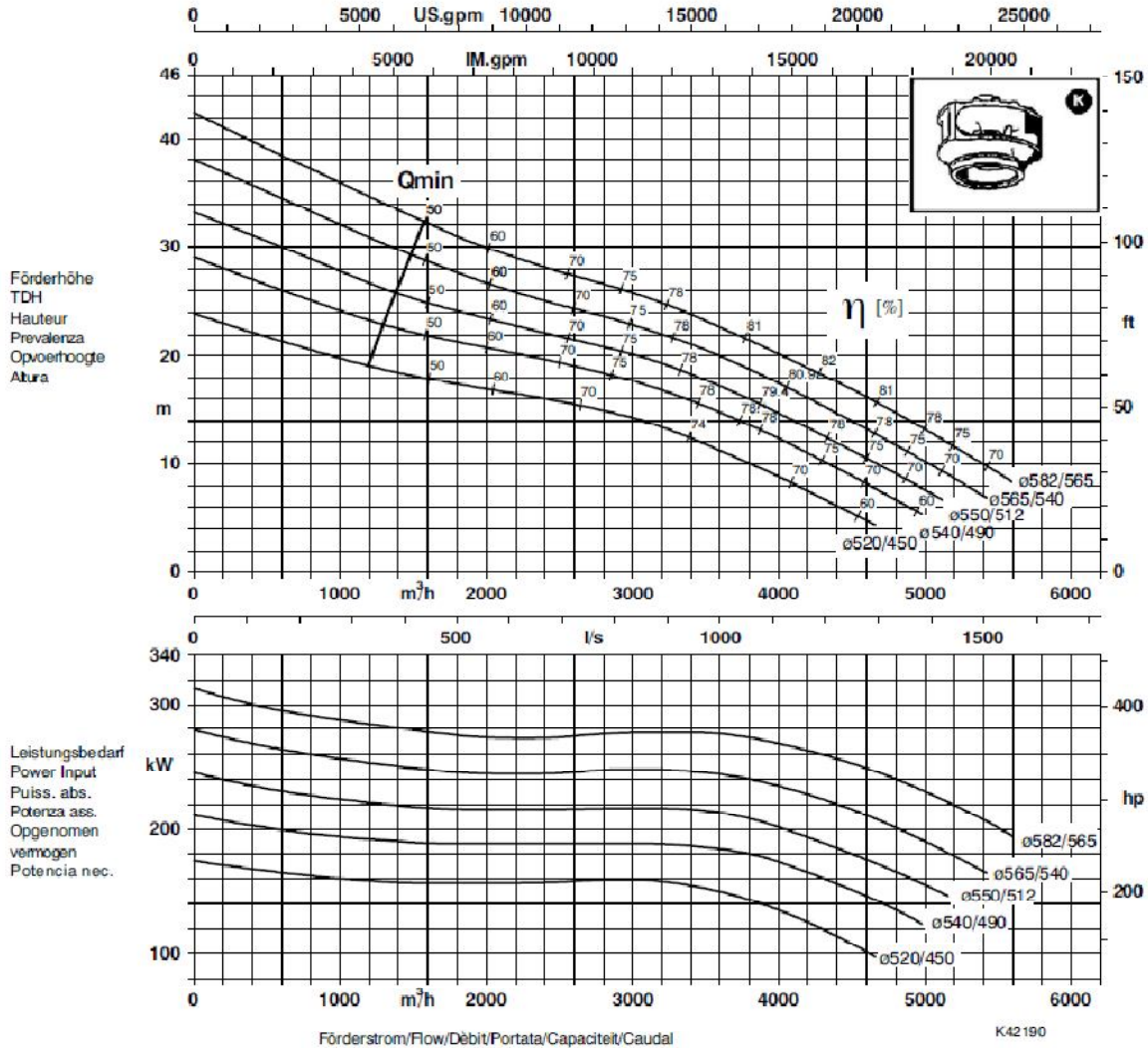
Matériaux

Corps de pompe	JL 1040
Carcasse moteur	JL 1040
Arbre	C45N ou 1.4021
Chemise d'arbre	1.4021
Roue	JL 1040 / 1.4517
Visserie	A 4
Bague d'usure	JL 1040 / VG 434

Désignation

	Amacan K 800-400 / 60 6 UN G
Série de pompe	_____
Roue à canaux	_____
DN tube [mm]	_____
Taille hydraulique	_____
Puissance moteur	_____
Nombre de pôles	_____
Type de moteur	_____
U, X, Y, UN, XN	_____
Exécution de matériau / variante	_____
G, G1	_____

Baureihe-Größe Type-Size Modèles Amacan K 1200-630	Tipo Serie Tipo	Nenndrehzahl Nom. speed Vitesse nom. 960 1/min	Velocità di rotazione nom. Nominaal toerental Revoluciones nom.	Laufrad-ø Impeller Dia. Diamètre de roue ø Girante ø Waaler ø Rodete	 KSB Aktiengesellschaft Postfach 200743 06008 Halle (Saale) Turstraße 92 06110 Halle (Saale)
Projekt Project Projet	P progetto P projekt P proyecto	Angebots-Nr. Project No. No. de l'offre	Offerta-No. Offerantnr. Offerta-No.	Pos.-Nr. Item No. No. de pos.	

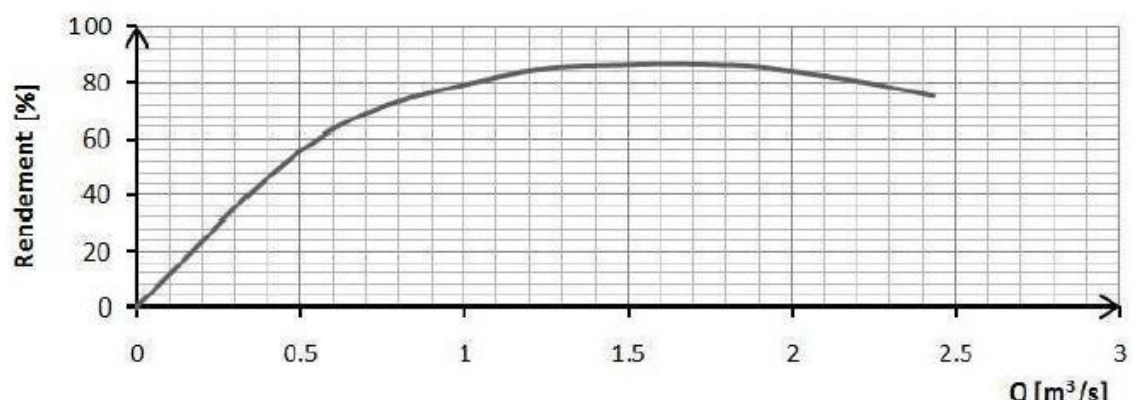
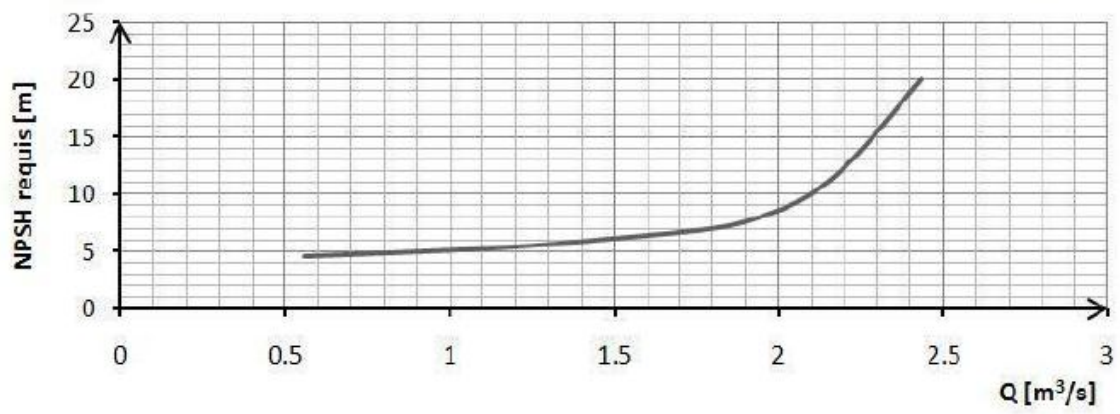
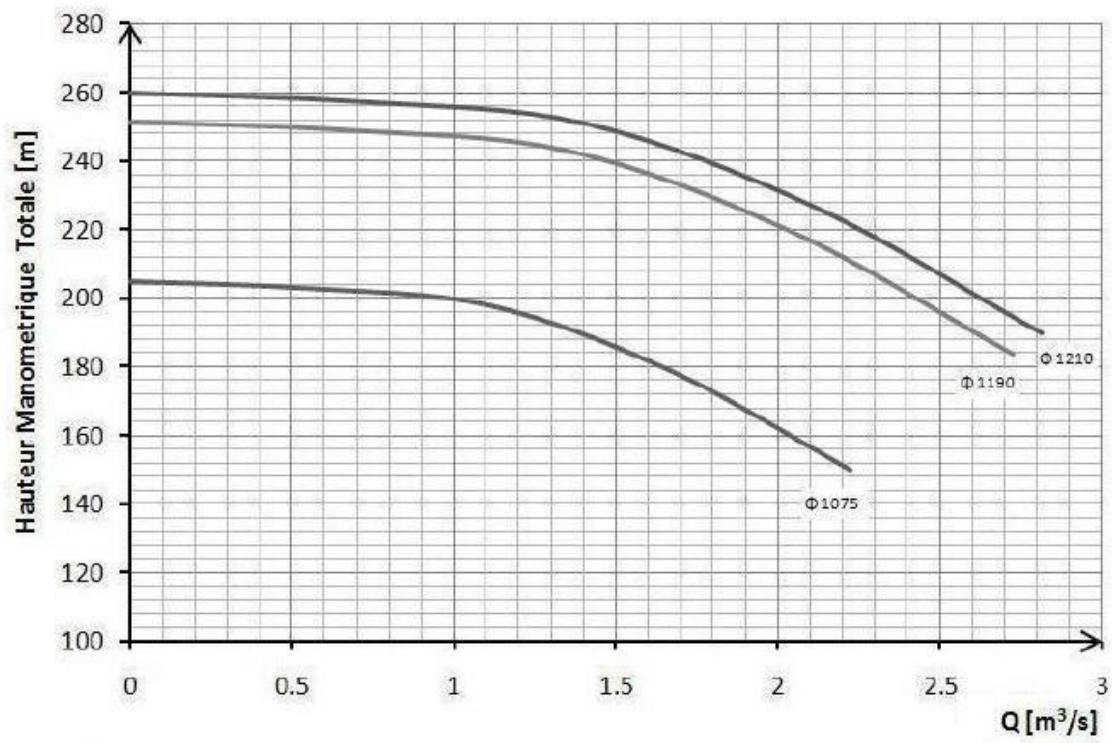


Kugeldurchgang/Free passage/Passage intégral
 Passaggio libero/Kogeldoorgang/Paso libre

133 mm
 133 mm


Motorgrößen Motor sizes Taille moteur Motor tamaño Grandezza del motore	Nennleistung / Rated power / Puissance nom. / Potencia del motor / Potenza nominale del motore P₂ [kW]
180 6 UN/XN	180,0
225 6 UN/XN	225,0
260 6 UN/XN	260,0
320 6 UN/XN	320,0

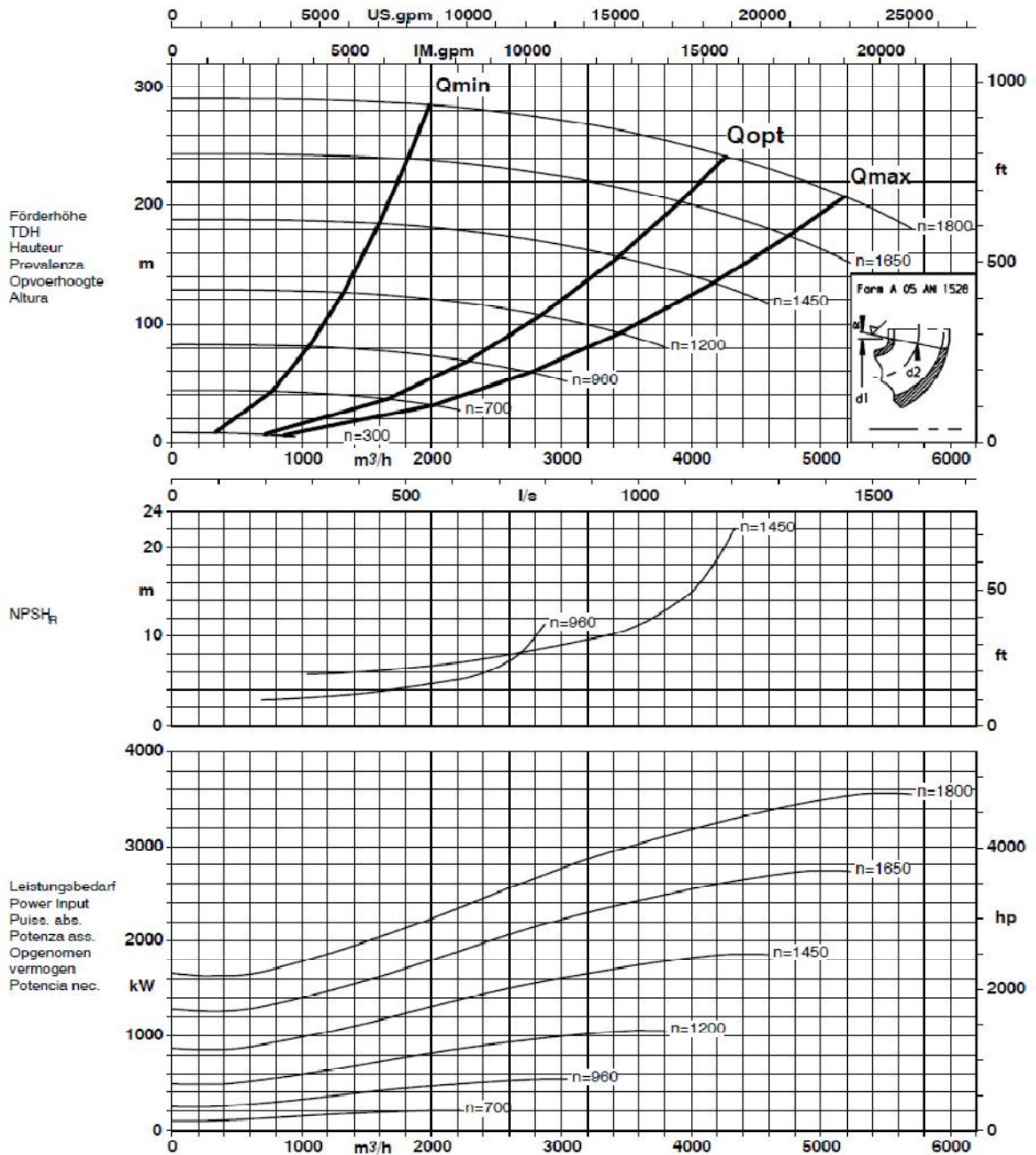
Kennlinien nach ISO 9906/A. Sie entsprechen der effektiven Motordrehzahl.
 Curves as per ISO 9906/A. They correspond to the effective motor speed.
 Courbes selon ISO 9906/A. Elles correspondent à la vitesse de moteur effective.
 Curvas según ISO 9906/A. Corresponden a las r.p.m. efectivas del motor.
 Curve caratteristiche secondo ISO 9906/A. Esse corrispondono alla velocità effettiva del motore.



ANNEXE II

Figure A2 : Catalogue utilisé pour le choix des pompes des différentes stations de pompage

Baureihe-Größe Type-Size Modèle CPKN 400-710 HPK	Tipo Serie Tipo	Nenndrehzahl Nom. speed Vitesse nom. variabel	Velocità di rotazione nom. Nominal speed Revoluciones nom. variabel	Laufrad-ø Impeller dia. Diamètre de roue 748 mm	ø girante Waaler ø ø rodete	
Projekt Project Projet	Progetto Projekt Proyecto	Angebots-Nr. Quotation No. N° de l'offre	N° offerta Offerent. N° oferta	Pos.-Nr. Item No. N° de pos.	N° pos. Pos. nr. N° de art.	



ANNEXE III

Figure A1 : abaque de Vibert pour le calcul simplifié des volumes des réservoirs d'air

