

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Ecole Nationale Polytechnique

Département d'Hydraulique



المدرسة الوطنية المتعددة التخصصات
Ecole Nationale Polytechnique



Projet de fin d'études

En vue de l'obtention d'un diplôme d'Ingénieur d'Etat en hydraulique.

Thème :

Etude du transfert des eaux du barrage de Kef Eddir vers les agglomérations des wilayas de Tipaza, Chlef et d'Ain Defla

Présenté par : HEBBOUDJ Ryad.

SEGHOUANI Nassim.

Soutenance publique le 23/06/2013 devant le jury composé de :

Président : Dr. BENMAMAR Saadia.

Promoteurs : M. SMAKGHI Nabil.

M. BENZIADA Salim.

Examineurs : M. NEBBACHE Nacer-Eddine.

M. RAHMOUN Ibrahim.

10 Avenue Hassen Badi, El Harrach 16200, Alger

Promotion Juin 2013

Dédicaces

On dit souvent que le trajet est aussi important que la destination. Les cinq années d'ingénieurat m'ont permis de bien comprendre la signification de cette phrase toute simple. Ce parcours, en effet, ne s'est pas réalisé sans défis et sans soulever de nombreuses questions.

Je tiens à dédier ce travail à :

A ma très chère mère

Tu es l'exemple de dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager et de prier pour moi. Puisse Dieu, te préserver et t'accorder santé, longue vie et bonheur.

A mon père

Rien au monde ne vaut les efforts fournis jour et nuit pour mon éducation et mon bien être. Ce travail est le fruit de tes sacrifices que tu as consentis pour mon éducation et ma formation.

A ma sœur Zineb, mes cousins avec qui j'ai fait mes premiers pas, mes tantes et oncles.

Je dédie ce mémoire à mes amis Amine, Adel, Abderrahmane pour leur présence à mes côtés pendant toutes ces années.

A mon amie Sara pour son soutien inconditionnel et indéfectible dans les bons moments et surtout les moins bons.

A mes camarades et amis de promotion Nazim, Chouaib, Zakaria et à mon binôme Nassim avec qui j'ai passé de merveilleux moments et à tous les autres que je ne saurais citer.

Hebboudj Ryad

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail tout d'abord au sept étoiles de ma famille :

Ma mère : la plus chère a mon cœur, dont la gentillesse, la générosité et la disponibilité ont m'ont aidé et marqués a vie.

Mon père : qui s'est toujours sacrifié pour moi, pour ses conseils et pour son sens de la justice.

Ma sœur IME NE: ma meilleure amie et mon inspiration, qui a grandement contribué à tout ce que j'ai réussi dans ma vie.

Mon frère MEHDI: qui a toujours été la pour moi a travers ses conseils, et qui a toujours pris mon bien être très a cœur.

Ma grand-mère : qui m'a élevé et m'as appris a me tenir debout.

Ma tante : qui n'a jamais cessée de me gâter depuis ma tendre enfance.

Mon grand-père : ce travail est en sa mémoire, l'homme qui m'as appris le sens de l'honneur, de la parole et de la responsabilité et qui restera à jamais mon exemple.

A mon binôme e Ryad pour les moments inoubliables passées ensemble et le sérieux dont il z fait preuve et sa disponibilité

A Anissa qui m'a aidé lors des moments difficiles et les moments de doute, un merci particulier

Et enfin les sept étoiles que j'ai la chance de compter parmi mes amis et qui font partie de ma vie ; Amel, Amira, Brahim, Moncef, Rafik et Soraya.

A tous mes camarades de promotion hydraulique 2013 a savoir : Nazim, Chouaib , Ahmed.

SEGHOUANI Mohamed Nassim

REMERCIEMENTS

Nous tenons à remercier particulièrement Monsieur S. Benziada qui nous a encadrés et sa disponibilité et ses précieux conseils lors de la réalisation de ce projet de fin d'étude.

Nous tenons aussi à exprimer notre profonde gratitude à mademoiselle S.Benmamar pour le temps qu'elle nous a consacré, ses orientations et ses encouragements.

Un grand merci également à Monsieur N.Smakghi pour ses conseils et sa disponibilité tout au long de ce travail.

Sans oublier tous ceux qui ont participés de près ou de loin à l'élaboration de ce travail.

ملخص

شهد شمال الجزائر عملية بناء عدة سدود، الغرض منها التغلب على العجز في توفير مياه الشرب، تكسين شبكة الري، وأخيرا لتشجيع السياحة في المنطقة و سد كف الدير مثال لهذه السياسة لولايات : شلف، تيبازة و عين الدفلة

في هذا المشروع، سوف نبدأ بتقديم المنطقة، و من ثم تحديد إحتياجات مختلف القطاعات المعنية بالنقل، بعد ذلك سنشرع في تصميم متغيرات مختلفة، سوف يستند إختيار المتغيرة على الدراسة التقنية الإقتصادية بعد تصميم الأنابيب، و أخيرا سننتقل إلى حماية الأنابيب ضد المطرقة المائية بواسطة تحجيم مرافق الحماية اللازمة

كلمات البحث: مياه الشرب، الري،السياحة، المتغيرات، الدراسة التقنية الإقتصادية، المطرقة المائية

Résumé :

Le nord de l'Algérie a vu la construction de plusieurs barrages ayant pour but principal de pallier au déficit en eau potable des différentes régions, ainsi que d'améliorer le réseau d'irrigation, et enfin de promouvoir le tourisme dans la région en offrant les besoins en eau nécessaires, le barrage de Keff eddir en est un exemple de cette politique pour les Wilayas de :Chlef, Tipaza et Ain Defla.

Dans ce projet, nous commencerons par présenter la région, pour ensuite déterminer les besoins des différents secteurs concernés par ce transfert, après cela on procédera au dessin des différentes variantes, le choix d'une variante se fera sur la base d'une étude technico-économique, et enfin nous allons nous pencher vers la protection des conduites contre le coup de bélier en dimensionnant les installations de protection nécessaires.

Mots clés : Eau potable, Irrigation, Tourisme, Variantes, Technico-économique, Coup de bélier.

Abstract :

The region of northern Algeria saw the construction of several dams whose primary purpose is to overcome the deficit in drinkable water in the region, thus improving the irrigation network in the region, and finally to promote tourism by providing water requirements necessary, dam Eddir Keff is an example for Wilayas: Chlef, Ain Defla and Tipaza.

In this project we will begin by presenting the region, and then determine the needs of the various sectors involved in the transfer, after that we will proceed to the design of different variants, the choice of a variant will be based on a technico-economic study, and finally we will look to the protection of pipes against water hammer in sizing facilities adequate protection.

Keywords: Drinking Water, Irrigation, Tourism, variants, Technico-economic, water hammer.

Sommaire

<i>chapitre I</i>	<i>: Présentation de la zone d'étude</i>	<i>2</i>
1.	Situation géologique et topographique	2
2.	Situation topographique et climatique de la région	2
2.1.	Situation topographique	2
3.	Climat de la zone d'étude	3
3.1.	Pluviométrie	3
3.2.	Température moyenne	4
3.3.	Vitesse du vent	5
3.4.	Humidité relative	6
3.5.	Ensoleillement en Heures	7
4.	Barrage de Keff Eddir	7
5.	Wilayas concernées par le projet	8
5.1.	La Wilaya de Chlef	8
5.2.	La Wilaya de Ain Defla	8
5.3.	La Wilaya de Tipaza	9
<i>chapitre II</i>	<i>: Situation actuelle de la zone d'étude</i>	<i>10</i>
1.	Wilaya de Tipaza	10
1.1.	Ressources en eaux :	10
1.2.	Agriculture	11
1.3.	Tourisme	11
1.4.	Etat des réseaux des agglomérations	12
2.	Wilaya d'Ain Defla	15
2.1.	Ressources hydriques	15
2.2.	Etat des réseaux des agglomérations	16
3.	Wilaya de Chlef	19
3.1.	L'agriculture	20
3.2.	Tourisme :	21
3.3.	Etat des réseaux des agglomérations	22
<i>chapitre III</i>	<i>Evaluation des besoins en eau aux horizons actuel et futur</i>	<i>26</i>
1.	Estimation des besoins en eau potable	26
2.	Estimation de la population future	26
3.	Evaluation des ressources disponibles	26
4.	Calcul des besoins domestiques et touristiques en eau potable	27
4.1.	Wilaya de Tipaza	28
4.2.	Wilaya d'Ain Defla	29
4.3.	Wilaya de Chlef	29
5.	Récapitulatif des besoins en eau potable pour chaque commune	30

6.	Calcul des besoins en eau destinée à l'irrigation _____	31
6.1.	Formule de Penman modifiée _____	31
6.2.	Cropwat _____	32
6.3.	Résultats des calculs de l'ETP _____	32
7.	Les besoins en eau des cultures _____	33
7.1.	Les besoins en eau d'irrigation pour chaque culture _____	34
7.2.	Calcul de la pluie efficace _____	34
8.	Calcul des besoins des cultures pour les PMH de Chlef _____	36
8.1.	Calcul des besoins en eau destinée à l'irrigation, wilaya de Chlef _____	36
9.	Récapitulatif des besoins en eau destinée à l'irrigation pour la wilaya de Chlef _____	36
10.	Calcul des besoins en eau destinée à l'irrigation, PMH Damous _____	36
11.	Conclusion _____	37
<i>chapitre IV : Le Choix des variantes</i> _____		38
1.	Introduction : _____	38
2.	Types de transfert _____	38
3.	Critères de tracé de la conduite de transfert _____	39
3.1.	Critères techniques _____	39
3.2.	Critères économiques _____	39
4.	Les variantes _____	40
4.1.	Partie commune _____	40
4.2.	Variante1 _____	41
4.3.	Variante 2 : _____	41
4.4.	Tracé irrigation _____	42
5.	Conclusion _____	43
<i>chapitre V : Calcul et dimensionnement des réservoirs</i> _____		44
1.	Introduction _____	44
2.	Types de réservoirs _____	44
2.1.	Réservoir de stockage d'eau potable : _____	44
2.2.	Réservoir de mise en charge _____	44
2.3.	Réservoir brise charge _____	44
2.4.	Bâche de reprise _____	44
3.	Emplacement du réservoir _____	45
4.	Matérialisation de la réserve d'incendie _____	45
5.	Dimensionnement des réservoirs _____	46
6.	Méthode de dimensionnement _____	46
7.	Conclusion _____	47
<i>chapitre VI : Dimensionnement des conduites</i> _____		48
1.	Lois de dimensionnement _____	48

1.1.	Les pertes de charge linéaires _____	48
1.2.	Pertes de charge singulière _____	49
2.	Dimensionnement des conduites _____	49
2.1.	Par gravitation _____	49
2.2.	Par refoulement _____	50
3.	Dimensionnement des conduites destinées à l'eau potable _____	51
3.1.	Tronçons en commun aux deux variantes _____	52
3.2.	Conduites de la variante 1 _____	58
3.3.	Variante 2 _____	63
3.4.	Dimensionnement des conduites destinées à l'irrigation _____	69
4.	Comparaison technico-économique entre les deux variantes _____	73
4.1.	Comparaison économique _____	73
4.2.	Comparaison technique _____	74
5.	Simulation de l'écoulement sur EPANET _____	74
5.1.	Epanet _____	74
6.	Conclusion _____	79
<i>chapitre VII : Calcul et protection contre le coup de bélier _____</i>		<i>80</i>
1.	Introduction _____	80
2.	Types de coup de bélier _____	80
2.1.	Coup de bélier de masse _____	80
2.2.	Coup de bélier d'ondes _____	80
3.	Célérité du son _____	81
4.	Formule d'Allievi _____	81
5.	Méthode de Louis Bergeron _____	82
5.1.	Principe de la méthode _____	82
6.	Les risques du coup de bélier _____	82
6.1.	Risque de forte pression _____	82
6.2.	Pression négative _____	82
6.3.	Fatigues des conduites _____	83
7.	Protection contre le coup de bélier _____	83
7.1.	Les volants d'inertie _____	83
7.2.	Les soupapes de décharge _____	83
7.3.	Les réservoirs d'air _____	83
7.4.	Réservoir à vessie _____	84
7.5.	Les cheminées d'équilibre _____	85
8.	Calcul des réservoirs d'air pour les stations de pompage _____	86
8.1.	Tronçon Barrage- Damous : _____	86
8.2.	Tronçon Barrage –Beni Melleuk : _____	88
8.3.	Tronçon Barrage-Beni Melleuk (Winram) _____	93
8.4.	Tronçon Damous-Oued Goussime : _____	98
8.5.	Barrage-Breira (Variante 2) : _____	98
8.6.	Breira- Tachta (variante 2) : _____	100

8.7.	P1-Tachta-Breira (variante 1) :	102
8.8.	Barrage-Damous :	104
8.9.	Sidi Ghiles vers Cherchell	106
8.10.	Barrage Beni Melleuk (V1)	106
9.	Inventaire des volumes des réservoirs d'air :	110
10.	Conclusion :	111
	<i>Conclusion générale</i>	112

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I-1 : Caractéristiques des stations climatologiques	3
Tableau I-2 : Pluie mensuelle pour les stations de Boukerdane, Tenes, Chlef et Miliana	3
Tableau I-3 : Température moyenne mensuelle pour les stations de Boukerdane, Chlef, Tenes et Miliana	4
Tableau I-4 : Vitesse mensuelle pour les stations Tenes, Chlef et Miliana	6
Tableau I-5 : Humidité relative pour les stations de Tenes, Chlef et Meliana	6
Tableau I-6 : Ensoleillement pour les stations de Tenes, Chlef et Meliana (Heure/ mois)	7
Tableau II-1 : Principaux infrastructures hydraulique, Tipaza	11
Tableau II-2 : Zones d'expansion touristique	12
Tableau II-3 : Répartition de la superficie agricole, Chlef	20
Tableau II-4 : Superficie des terres agricoles, Beni Haoua, Breira, Oued Goussine, Zebboudja	20
Tableau II-5 : Superficie et cultures dans les PMH de Beni Haoua, El Breira et Zebboudja	21
Tableau II-6 : Zone d'expansion touristique, Chlef	22
Tableau III-1 : Inventaire des ressources en eau dans la zone de projet	27
Tableau III-2 : Demande en eau domestique, Tipaza	28
Tableau III-3 : Demande touristique future, Tipaza	29
Tableau III-4 : Demande en eau domestique, Ain Defla	29
Tableau III-5 : demande en eau domestique, Chlef	30
Tableau III-6 : Demande touristique pour les communes de Beni Haoua et Oued Goussine, Chlef	30
Tableau III-7 : Récapitulatif des besoins en eau potable pour chaque commune	30
Tableau III-8 : ET0 pour la station de Chlef	32
Tableau III-9 : ET0 pour la station de Tenes	33
Tableau III-10 : ET0 pour la station Meliana	33
Tableau III-11 : Calcul de la pluie effective pour la station de Chlef	34
Tableau III-12 : Calcul de la pluie effective pour la station de Tenes	35
Tableau III-13 calcul de la pluie effective pour la station de Meliana	35
Tableau III-14 : Répartition des surfaces par type de culture	36
Tableau III-15 : Récapitulatif des besoins en eau destinée à l'irrigation pour Zebboudja, Beni Haoua et Breira	36
Tableau V-1 : Récapitulatif des capacités disponibles et manquantes dans les villes	47
Tableau VI-1 : Débits passants par les différentes conduites pour la variante 1	51
Tableau VI-2 : Débit passant par les différentes conduites pour la variante 2	52
Tableau VI-3 : Paramètres économique	52
Tableau VI-4 : Comparatif technique pour le tronçon Barrage -L1 (barrage-Damous)	53
Tableau VI-5 : Coût d'exploitation, tronçon barrage- L1 (barrage Damous)	53
Tableau VI-6 : Paramètres techniques pour le tronçon L1-L2 (barrage-Damous)	53
Tableau VI-7 : Paramètres techniques pour le tronçon L2 -L3 (barrage-Damous)	53
Tableau VI-8 : Coût d'exploitation pour le tronçon L2- L3 (barrage Damous)	54
Tableau VI-9 : Coût d'amortissement pour le tronçon Barrage-Damous	54
Tableau VI-10 : Paramètres techniques pour le tronçon Damous -S1(Damous-Cherchell)	54
Tableau VI-11 : Comparatif technique pour le tronçon S1 Cherchell (Damous-Cherchell)	55
Tableau VI-12 : Coût d'exploitation pour D400,500,600 pour le tronçon S1-Cherchell (Damous-Cherchell)	55

Tableau VI-13 : Coût d'amortissement pour D400,500,600 pour le tronçon S1-Cherchell	55
Tableau VI-14 : Comparaison des Coût globaux pour D400,500,600 pour le tronçon S1-Cherchell (Damous-Cherchell).....	55
Tableau VI-15 : Coût global pour le tronçon Damous-Cherchell.....	56
Tableau VI-16 : Paramètres techniques pour le tronçon Damous Béni Haoua.....	56
Tableau VI-17 : Paramètres techniques Pour le tronçon Beni Haoua-L1 (Beni Haoua –Oued Goussine)	56
Tableau VI-18 : Paramètres techniques pour D150 et D200 pour le tronçon L1--L2 (Beni Haoua –Oued Goussine).....	57
Tableau VI-19 : Coût d'exploitation pour D150 et D200 pour le tronçon L1--L2 (Beni Haoua –Oued Goussine).....	57
Tableau VI-20 : Coût d'amortissement pour D150 et D200, tronçon L1--L2 (Beni Haoua –Oued Goussine).....	57
Tableau VI-21 : Comparaison des coûts globaux pour D150 et D200 pour le tronçon L1--L2 (Beni Haoua –Oued Goussine).....	57
Tableau VI-22 : Paramètres techniques pour le tronçon L2- Oued Goussine (Beni Haoua –Oued Goussine).....	57
Tableau VI-23 : Coût global pour le tronçon Damous-- Oued Goussine	58
Tableau VI-24 : Paramètres techniques pour D600 , 700 pour le tronçon barrage M1(barrage Beni Melleuk).....	58
Tableau VI-25 : Coût d'exploitation D600 pour le tronçon barrage M1 (barrage Beni Melleuk).....	58
Tableau VI-26 : Coût amortissement D600 pour le tronçon barrage M1(barrage Beni Melleuk)	59
Tableau VI-27 : Coût d'exploitation D700 pour le tronçon barrage M1 (barrage Beni Melleuk).....	59
Tableau VI-28 : Coût amortissement D700 pour le tronçon barrage M1 (barrage Beni Melleuk).....	59
Tableau VI-29 : Comparaison des coûts globaux pour le tronçon barrage M1(barrage Beni Melleuk)	59
Tableau VI-30 : Paramètres technique pour tronçon M1—Beni Melleuk (barrage Beni Melleuk)	60
Tableau VI-31 : Coût amortissement pour le tronçon M1 Beni Melleuk (barrage Beni Melleuk)	60
Tableau VI-32 : Paramètres techniques pour le tronçon Beni Melleuk -Ain Bouyahia.....	60
Tableau VI-33 : Coût d'amortissement pour le tronçon Beni Melleuk- Ain Bouyahia	60
Tableau VI-34 : Paramètres techniques pour le tronçon P1-L1 (P1--Breira)	61
Tableau VI-35 : Paramètres technique Pour D300,350,400 pour le tronçon L1-L2 (P1--Breira).....	61
Tableau VI-36 : Coût d'exploitation pour D300,350,400 pour le tronçon L1-L2(P1--Breira)	61
Tableau VI-37 : Coût d'amortissement pour D300,350,400 pour le tronçon L1-L2 (P1--Breira)	61
Tableau VI-38 :Comparaison des coûts globaux pour D300,350,400 pour le tronçon L1-L2(P1--Breira)	61
Tableau VI-39 : Paramètres techniques pour le tronçon L2-L3 (P1--Breira)	62
Tableau VI-40 : Paramètres techniques pour D200,250 pour le tronçon L3-L4 (P1--Breira)	62
Tableau VI-41 : Coût d'exploitation D200,250 pour le tronçon L3-L4 (P1--Breira)	62
Tableau VI-42 : Coût d'amortissement D200,250 pour le tronçon L3-L4 (P1--Breira)	62
Tableau VI-43 : Comparaison des coûts globaux D200,250 pour le tronçon L3-L4 (P1--Breira).....	62
Tableau VI-44 : Paramètres techniques pour le tronçon L4-L5 (P1—Breira)	63
Tableau VI-45 : Coût global pour le tronçon P1-Breira	63
Tableau VI-46 : Paramètres techniques pour le tronçon barrage -M1(barrage –Beni Melleuk)	63
Tableau VI-47 : Coût d'exploitation pour le tronçon barrage M1 (barrage –Beni Melleuk)	64
Tableau VI-48 : Coût d'amortissement, tronçon barrage M1 (barrage –Beni Melleuk)	64

Tableau VI-49 : Paramètres techniques pour le tronçon M1 Beni melleuk (barrage –Beni Melleuk) .	64
Tableau VI-50 : Coût d'amortissement pour le tronçon M1-Beni Melleuk (barrage –Beni Melleuk) ..	64
Tableau VI-51 : Paramètres techniques pour le tronçon barrage L1 (barrage Breira).....	65
Tableau VI-52 : Coût d'exploitation pour le tronçon barrage-L1 (barrage Breira).....	65
Tableau VI-53 : Coût d'amortissement pour D600,700,800 pour le tronçon barrage -L1 (barrage Breira).....	65
Tableau VI-54 Comparaison des coûts globaux pour D600,700,800 pour le tronçon barrage L1 (barrage Breira)	65
Tableau VI-55 : Paramètres techniques pour le tronçon L1-L2 (barrage Breira)	66
Tableau VI-56 : Paramètres techniques pour le tronçon L2--L3 (barrage Breira)	66
Tableau VI-57 : Coût d'amortissement pour le tronçon L1--L3 (barrage Breira)	66
Tableau VI-58 : Paramètres techniques pour le tronçon L1--L2(Breira Tachta).....	66
Tableau VI-59 : Paramètres technique pour D600,700 pour le tronçon L2-L3(Breira Tachta)	66
Tableau VI-60 : Coût d'exploitation pour D600 pour le tronçon L2--L3(Breira Tachta)	67
Tableau VI-61 : Coût d'exploitation pour D700 pour le tronçon L2--L3 (Breira Tachta)	67
Tableau VI-62 : Coût d'amortissement pour D600,700 pour le tronçon L2-L3 (Breira Tachta)	67
Tableau VI-63 Comparaison des coûts globaux pour D600, 700 pour le tronçon L2-L3(Breira Tachta)	67
Tableau VI-64 : Paramètres techniques pour le tronçon L3-L4 (Breira Tachta)	68
Tableau VI-65 : Coût global pour le tronçon Breira Tachta.....	68
Tableau VI-66 : Paramètres techniques pour le tronçon Tachta El Abadia.....	68
Tableau VI-67 : Paramètres techniques pour le tronçon Abadia Ain Bouyahia	68
Tableau VI-68 Coût d'amortissement pour le tronçon Tachta-Ain Bouyahia	68
Tableau VI-69 : Paramètres techniques pour D400,500 pour le tronçon L0-L1 (barrage Damous ,irrigation).....	69
Tableau VI-70 :Coût d'exploitation pour D400 pour le tronçon L0-L1 (barrage--Damous ,irrigation)..	69
Tableau VI-71 : Parametres techniques pour le tronçon L1-L2 (barrage Damous, irrigation)	69
Tableau VI-72 : Paramètres techniques pour le tonçon L2- L3 (barrage - Damous , irrigation)	69
Tableau VI-73 : Coût d'exploitation pour le tronçon L2-L3 (barrage damous, irrigation).....	70
Tableau VI-74 : Coût d'amortissement pour le tronçon barrage Damous.....	70
Tableau VI-75 : Paramètres techniques pour le tronçon Damous-Beni Haoua (irrigation)	70
Tableau VI-76 : Coût d'amortissement pour le tronçon Damous -- Beni Haoua (irrigation)	70
Tableau VI-77 : Paramètres techniques pour D300,350,400 pour le tronçon barrage L1 (barrage-PMH Breira, irrigation)	71
Tableau VI-78 : Coût d'exploitation pour le tronçon barrage--L1 (barrage-PMH Breira, irrigation).....	71
Tableau VI-79 Coût d'amortissement pour le tronçon Barrage--L1 (barrage-PMH Breira, irrigation) .	71
Tableau VI-80 : Paramètres techniques pour le tronçon L1—PMH Breira	71
Tableau VI-81 : paramètres techniques pour le tronçon PMH Breira--L2 (Breira--Zebboudja, irrigation)	72
Tableau VI-82 : Paramètres techniques pour le tronçon L2--L3 (PMH Breira--PMH Zebboudja, irrigation).....	72
Tableau VI-83 coût d'exploitation, L2--L3 (PMH Breira-PMH Zebboudja,irrigation)	72
Tableau VI-84 : Paramètres techniques pour le tronçon L3-PMH Zebboudja (PMH Breira--PMH Zebboudja, irrigation).....	72
Tableau VI-85 : Coût d'amortissement pour le tronçon barrage--PMH Zebboudja, irrigation).....	73

Tableau VI-86 : Prix total pour la partie nord du projet	73
Tableau VI-87 : Prix global pour les tronçons exclusif à la variante 1	73
Tableau VI-88 : Prix global pour les tronçons exclusif à la variante 2	73
Tableau VII-1: Résultats des lignes piézométriques max et min pour SP0-1	86
Tableau VII-2 : Résultats des lignes piézométriques max et min pour SP0-2	87
Tableau VII-3 : Résultats des lignes piézométriques max et min pour SP1-1	88
Tableau VII-4 : Résultats des lignes piézométriques max et min pour SP1-2	89
Tableau VII-5 : Résultats des lignes piézométriques max et min pour SP1-3	90
Tableau VII-6 : Résultats des lignes piézométriques max et min pour SP1-4	90
Tableau VII-7 : Résultats des lignes piézométriques max et min pour SP1-5	91
Tableau VII-8 : Récapitulatif des volumes des réservoirs d'air pour les SP.....	92
Tableau VII-9 : Les lignes piézométriques max et min pour SP1 (Barrage-Beni Melleuk V2)	93
Tableau VII-10 : Les lignes piézométriques max et min pour SP2(Barrage-Beni Melleuk V2)	94
Tableau VII-11 : Les lignes piézométriques max et min pour SP3(Barrage-Beni Melleuk V 2)	95
Tableau VII-12 : Les lignes piézométriques max et min pour SP4 (Barrage-Beni Melleuk V2)	96
Tableau VII-13 : Les lignes piézométriques max et min pour SP5 (Barrage-Beni Melleuk V2)	96
Tableau VII-14 :Les lignes piézométriques max et min pour SP6 (Barrage-Beni Melleuk V2)	97
Tableau VII-15 : Les lignes piézométriques max et min pour SP (Damous-Oued Goussime)	98
Tableau VII-16 : lignes piézométriques max et min pour SP1 (Barrage-Breira)	99
Tableau VII-17 : Lignes piézométriques max et min pour SP2 (Barrage-Breira)	99
Tableau VII-18 : Lignes piézométriques max et min pour SP1 (Breira- Tachta)	100
Tableau VII-19 : Lignes piézométriques max et min pour SP2 (Breira- Tachta)	101
Tableau VII-20 : Lignes piézométriques max et min pour SP3 (Breira- Tachta)	102
Tableau VII-21 : Lignes piézométriques max et min pour SP1(P1-Tachta).....	102
Tableau VII-22 : Lignes piézométriques max et min pour SP2 (Tachta- Breira)	103
Tableau VII-23 : Lignes piézométriques max et min pour SP1 (Barrage-Damous).....	104
Tableau VII-24 : Lignes piézométriques max et min pour SP2(Barrage-Damous).....	104
Tableau VII-25 : Lignes piézométriques max et min pour SP3 (Barrage-Damous).....	105
Tableau VII-26 : Lignes piézométriques max et min pour SP1 (Sidi Ghiles-Cherchell).....	106
Tableau VII-27 : lignes piézométriques max et min pour SP1 (Barrage Beni Melleuk V1).....	106
Tableau VII-28 : Lignes piézométriques max et min pour SP2 (Barrage Beni Melleuk V1)	107
Tableau VII-29 : Lignes piézométriques max et min pour SP3 (Barrage Beni Melleuk V1)	108
Tableau VII-30 : Lignes piézométriques max et min pour SP4 (Barrage Beni Melleuk V1, Winram) .	108
Tableau VII-31 : Lignes piézométriques max et min pour SP5 (Barrage Beni Melleuk V1)	109
Tableau VII-32 : Inventaire des volumes de protection	110

Liste des figures

Figure I-1 : Image satellitaire de la zone de projet (Google Earth)	2
Figure I-2: Répartition des pluies mensuelles pour les stations de Boukerdane, Tenes, Chlef et Miliana	4
Figure I-3 : Température moyenne mensuelle pour les stations de Boukerdane, Tenes, Chlef et Miliana.....	5
Figure II-1: Schéma d'alimentation en eau potable, Damous	13
Figure II-2 : Schéma d'alimentation en eau potable, Larhat	14
Figure II-3 : Schéma d'alimentation en eau potable, Beni Milleuk	15
Figure II-4 : Schéma d'alimentation en eau potable, Tachta.....	17
Figure II-5 : Schéma d'alimentation en eau potable, El Abadia	18
Figure II-6 : Schéma d'alimentation en eau potable, Ain Bouyahia	19
Figure II-7 : Schéma d'alimentation en eau potable de Beni Haoua	23
Figure II-8 : Schéma d'alimentation en eau potable de Oued Goussine	24
Figure II-9 : Schéma d'alimentation en eau potable de Breira.....	25
Figure IV-1 : Tracé de la variante 1 (image Google earth).....	41
Figure IV-2 : Tracé de la variante 2 (image Google earth).....	42
Figure IV-3 Tracé de la conduite pour l'eau brute (image Google earth)	43
Figure V-1 : Matérialisation de la réserve d'incendie	46
Figure VI-1 : Schéma du réseau Barrage -Damous	75
Figure VI-2 : Schéma du réseau Damous Cherchell.....	76
Figure VI-3 : Schéma du réseau Damous Oued Goussine	76
Figure VI-4 : Schéma du réseau Barrage Beni Melleuk, variante 1	77
Figure VI-5 : Schéma du réseau pour la partie sud du transfert, variante 1	77
Figure VI-6 : Schéma du réseau, barrage Beni melleuk, variante 2	78
Figure VI-7 : Schéma du réseau pour la partie sud transfert, variante 2	78
Figure VII-1: Propagation d'une onde	81
Figure VII-2 : Réservoir anti bélier	84
Figure VII-3 : Fonctionnement d'une cheminée d'équilibre	85
Figure VII-4 : Résultats des lignes piézométriques max et min pour SP0-1	87
Figure VII-5 : Résultats des lignes piézométriques max et min pour SP0-2	88
Figure VII-6 : Résultats des lignes piézométriques max et min pour SP1-1	89
Figure VII-7 : Résultats des lignes piézométriques max et min pour SP1-2	89
Figure VII-8 : Résultats des lignes piézométriques max et min pour SP1-3	90
Figure VII-9 : Résultats des lignes piézométriques max et min pour SP1-4	91
Figure VII-10 : Résultats des lignes piézométriques max et min pour SP1-5	92
Figure VII-11 : Les lignes piézométriques max et min pour SP1(Barrage-Beni Melleuk)	94
VII-12 : Les lignes piézométriques max et min pour SP2 (Barrage-Beni Melleuk V2)	95
Figure VII-13 : Les lignes piézométriques max et min pour SP3(Barrage-Beni Melleuk V2)	95
Figure VII-14 : Les lignes piézométriques max et min pour SP4(Barrage-Beni Melleuk V2)	96
Figure VII-15 : Les lignes piézométriques max et min pour SP5 (Barrage-Beni Melleuk V2)	97
Figure VII-16 Les lignes piézométriques max et min pour SP6 (Barrage-Beni Melleuk V2)	97
Figure VII-17 : Les lignes piézométriques max et min pour SP (Damous-Oued Goussime)	98
Figure VII-18 : Lignes piézométriques max et min pour SP1(Barrage-Breira).....	99

Figure VII-19 : Lignes piézométriques max et min pour SP2(Barrage-Breira)	100
Figure VII-20 :Lignes piézométriques max et min pour SP1(Breira- Tachta).....	101
Figure VII-21 : Lignes piézométriques max et min pour SP2 (Breira- Tachta)	101
Figure VII-22 : Lignes piézométriques max et min pour SP3 (Breira- Tachta)	102
Figure VII-23 :Lignes piézométriques max et min pour SP1 (P1-Tachta)	103
Figure VII-24 : Lignes piézométriques max et min pour SP2	103
Figure VII-25 : Lignes piézométriques max et min pour SP1(Barrage-Damous)	104
Figure VII-26 : Lignes piézométriques max et min pour SP2 (Barrage-Damous)	105
Figure VII-27 :Lignes piézométriques max et min pour SP3 (Barrage-Damous)	105
Figure VII-28 : Lignes piézométriques max et min pour SP (Sidi Ghiles-Cherchell).....	106
Figure VII-29 : Lignes piézométriques max et min pour SP1 (Barrage Beni Melleuk V1).....	107
Figure VII-30 : Lignes piézométriques max et min pour SP2 (Barrage Beni Melleuk V1).....	107
Figure VII-31 : Lignes piézométriques max et min pour SP3 (Barrage Beni Melleuk V1).....	108
Figure VII-32 : Lignes piézométriques max et min pour SP4 (Barrage Beni Melleuk V1).....	109
Figure VII-33 : Lignes piézométriques max et min pour SP5 (Barrage Beni Melleuk V1).....	110

Abréviations et notations

A_M : amortissement annuel.

a : la célérité du son.

A : section constante.

$^{\circ}\text{C}$: degré Celsius.

C_h : coefficient de variation horaire.

C_M : Coefficient de majoration.

D : diamètre de la conduite (m).

D_D : Demande Domestique (Hm^3).

D_h : demande horaire (m^3/h).

e : prix du kWh (DA).

E : énergie consommée (DA).

ET_0 : évapotranspiration de référence (mm/j).

ET_C : évapotranspiration de la culture (mm).

F_a : frais d'amortissement (DA).

F_e : coût de l'énergie (DA).

g : accélération de la pesanteur (m/s^2).

Ha : hectare.

H_g : hauteur géométrique (m).

H_{mt} : hauteur manométrique (m).

H_p : hauteur de refoulement (m).

i : taux d'annuité.

I_N : besoins nets d'irrigation (mm).

J : coefficient de perte de charge unitaire (m/m).

K_C : coefficient cultural.

k : rugosité absolue de la conduite (mm).

L : longueur de la conduite (m).

l/s : litre par seconde.

l/j/hab : litres par jour par habitants.

MJ : méga Joule.

n : nombre d'années d'amortissement.

N_H : nombre d'habitants par agglomération

N_j : nombre de jours par mois.

O. N.S : office national des statistiques.

PDC : perte de charge totale (m).

P_{eff} : pluie efficace (mm).

PMH : petite et moyenne hydraulique.

P_{tot} : pluie totale (mm).

P_U : prix unitaire de la conduite (DA/ml).

Q : débit (m^3/s).

Re : nombre de Reynolds

RN : route nationale

RW : route de wilaya

S.A.T : surface agricole totale

S.A.U : surface agricole utile

SP : station de pompage

t : temps de pompage (heure)

V : vitesse d'écoulement (m/s)

V_I : volume d'incendie (m^3)

V_R : volume du reservoir (m^3)

Z.E.T : zone d'expansion touristique

Z_{max} : ligner piézométrique maximale

Z_{min} : ligne piézométrique minimale

Z_{sol} : niveau du sol

S : section de la conduite (m^2)

λ : Coefficient de perte de charge

ρ : masse volumique du fluide (Kg/m^3)

η : Rendement de la pompe (%)

ν : viscosité cinématique (m^2/s)

INTRODUCTION

L'eau est considérée comme une richesse naturelle épuisable qu'il faut à tout prix protéger et en optimiser l'utilisation, de nombreuses méthodes ont été utilisées depuis l'antiquité jusqu'aux temps modernes afin de satisfaire les besoins en eaux des populations sans interférer avec les besoins des populations futures.

L'Algérie est un pays semi-aride qui souffre d'un stress hydrique, l'état algérien met œuvre de grands moyens afin de parvenir à l'autosatisfaction en eau. Pour cela de nombreux barrages ont été construit entre les deux atlas Algériens.

Le transfert est une technique qui existe depuis l'antiquité, les premiers ingénieurs ont utilisé ce genre de méthode afin de faire parvenir de l'eau aux agglomérations isolées, que ce soit pour assurer l'approvisionnement en eau potable, ou bien pour l'irrigation. Aujourd'hui, grâce aux progrès dans le domaine de l'ingénierie, les transferts sont devenus courants, fréquemment utilisés et d'une grande sécurité.

La principale raison d'un transfert est la garantie en eau potable, le principe du transfert est l'équité du partage de la ressource entre les bassins excédentaires et les bassins déficitaires, c'est donc un principe moral entre les communautés.

L'Algérie qui est à la recherche d'autres sources de revenus autres que les hydrocarbures se tourne naturellement vers le tourisme, car elle dispose d'un littoral de 1200 km qui donne sur la méditerranée, et qui peut être un atout non négligeable dans le développement économique.

Durant la dernière décennie, il y'a eu beaucoup d'amélioration et notre projet entre dans le cadre de l'alimentation des zones rurales et touristiques du littoral en eau potable, et aussi de satisfaire les besoins en irrigation des périmètres agricoles.

Ce mémoire portera sur l'étude d'un transfert vers trois wilayas : Tipaza, Chlef et Ain Defla. Pour en assurer l'alimentation en eau potable et l'irrigation et ainsi permettre un meilleur développement économique et social de ces régions.

Dans un premier temps, nous présenterons la région d'étude en examinant ses caractéristiques climatiques et sa topographie avant de détailler l'état du lieu de l'alimentation en eau potable pour les différentes communes.

En second lieu, il nous faut déterminer les besoins en eau potable et en eau destinés à l'irrigation pour chaque commune. Et pour assurer le dimensionnement des réservoirs qui doivent recevoir cette eau, pour le dimensionnement des conduites et faire une étude technico-économique pour le choix définitive d'une des variantes tracés.

Une fois la variante choisie et le dimensionnement terminé, nous procéderons à l'analyse de l'écoulement en régime transitoire pour pouvoir dimensionner et concevoir un moyen de protection contre le coup de bélier.

chapitre I : *Présentation de la zone d'étude*

1. Situation géologique et topographique

Le système que nous allons étudier consiste en un transfert d'eau à partir du barrage en construction de Keff Eddir vers les wilayas de : Tipaza, Chlef et Ain Defla afin de satisfaire leurs demandes en eau potable, en besoins touristiques et en irrigation.

La topographie du terrain est assez complexe car le projet est très vaste. Notamment, en ce qui concerne sa partie sud, au relief très montagneux qui pourrait engendrer à priori de sérieuses contraintes techniques.

Le barrage se situe à environ 130Km à l'est d'Alger, la distance de ce projet en ligne directe d'est en ouest est près de 80km (de Cherchell à Oued Goussine). Et du nord au sud, s'étend sur près 50Km (de Damous jusqu'à Abadia).

Dans ce projet l'altitude varie sur une gamme très large de 10m jusqu'à 750m.



Figure I-1 : Image satellitaire de la zone de projet (Google Earth)

2. Situation topographique et climatique de la région

2.1. Situation topographique

Après les missions de reconnaissances sur terrain, nous avons constaté que ce dernier est très variable, et présente de ce fait des difficultés très importantes. Parmi elles, le fait que le relief soit très montagneux, surtout dans la partie intérieure de la zone de projet. Les altitudes peuvent atteindre les 750m avant d'atteindre le village de Beni Melleuk, ce qu'il faudra prendre en compte lors du tracé des variantes.

3. Climat de la zone d'étude

Les données sur le climat ont été récoltées à partir des stations d'études situées dans la zone d'études ou à proximité.

Les caractéristiques de ces stations sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau I-1 : Caractéristiques des stations climatologiques

Nom de la station	Boukoudane Bge	Bouharoun	Ténès	Chleff	Miliana
Indice ou code de la station	020329	377	410	425	430
Latitude Nord	36°50	36°40	36°30	36°13	36°18
Longitude	2°29W	02°57W	01°20E	01°20E	2°14E
Altitude (m)	110	3	17	143	715
Période d'observation	1988-2007	1993-2009	1993-2009	1975-2009	1975-2009
Source	ANRH	ONM			

Grâce à ces stations, des données ont été récoltées et concernent la pluviométrie, la température, la vitesse du vent, l'humidité et l'ensoleillement.

3.1. Pluviométrie

Dans ce présent projet, la pluviométrie aura une importance capitale pour le calcul des besoins en eau pour les périmètres à irriguer. Le tableau qui suit représente la pluviométrie mensuelle pour les stations de Tenes, Chlef, Meliana et du barrage de Boukerdane.

Tableau I-2 : Pluie mensuelle pour les stations de Boukerdane, Tenes, Chlef et Miliana

Mois	Précipitation barrage Boukerdane (mm)	Précipitation Tenes (mm)	Précipitation Chlef (mm)	Précipitation Miliana (mm)
Septembre	33	21	20	30
Octobre	49	37	37	59
Novembre	94	88	55	98
Décembre	101	66	55	112
Janvier	89	52	42	107
Février	72	49	52	97
Mars	70	33	35	85
Avril	59	41	41	62
Mai	39	33	34	50

Juin	5	3	6	11
Juillet	1	2	2	4
Août	3	2	6	8
Moyenne annuelle	615	427	385	723

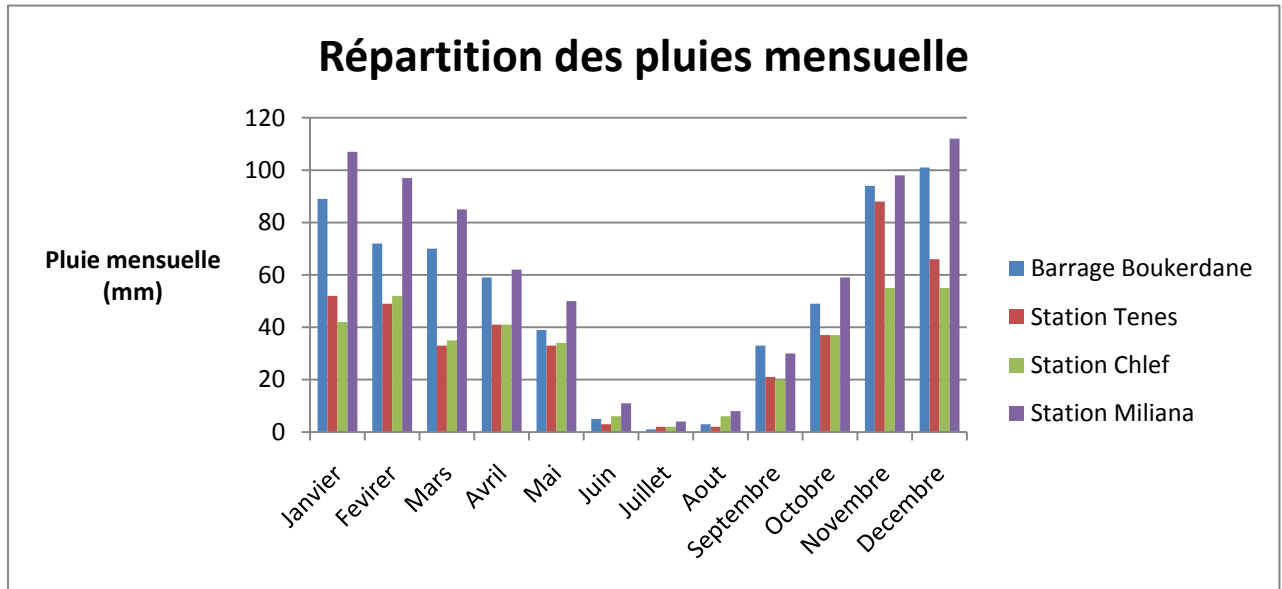


Figure I-2: Répartition des pluies mensuelles pour les stations de Boukerdane, Tenes, Chlef et Miliana

3.2. Température moyenne

La température moyenne, est utilisée pour le calcul de l'évapotranspiration et donc elle est utilisée pour le calcul des besoins en eau des périmètres à irriguer.

Les températures moyennes pour les stations de Tenes, Chlef, Miliana et du barrage de Boukerdane sont portées dans le tableau suivant:

Tableau I-3 : Température moyenne mensuelle pour les stations deBoukerdane,Chlef, Tenes et Miliana

Mois	Température Barrage Boukerdane (°C)	Température Tenes (°C)	Température Chlef (°C)	Température Miliana (°C)
Septembre	23,5	23,9	25,1	22,4
Octobre	19,9	21,1	20,9	18,6
Novembre	15,6	17,0	15,0	12,8
Décembre	12,2	14,6	11,6	9,7

Janvier	10,8	13,5	10,5	8,9
Février	11,6	13,6	11,6	9,6
Mars	13,5	15,0	14,3	12,4
Avril	15,1	16,8	16,5	14,1
Mai	19,3	19,5	21,2	18,8
Juin	23,2	22,7	26,6	24,1
Juillet	26,7	25,3	29,8	27,6
Août	27,0	26,3	29,6	27,3
Moyenne annuelle	18,2	19,1	19,4	17,2

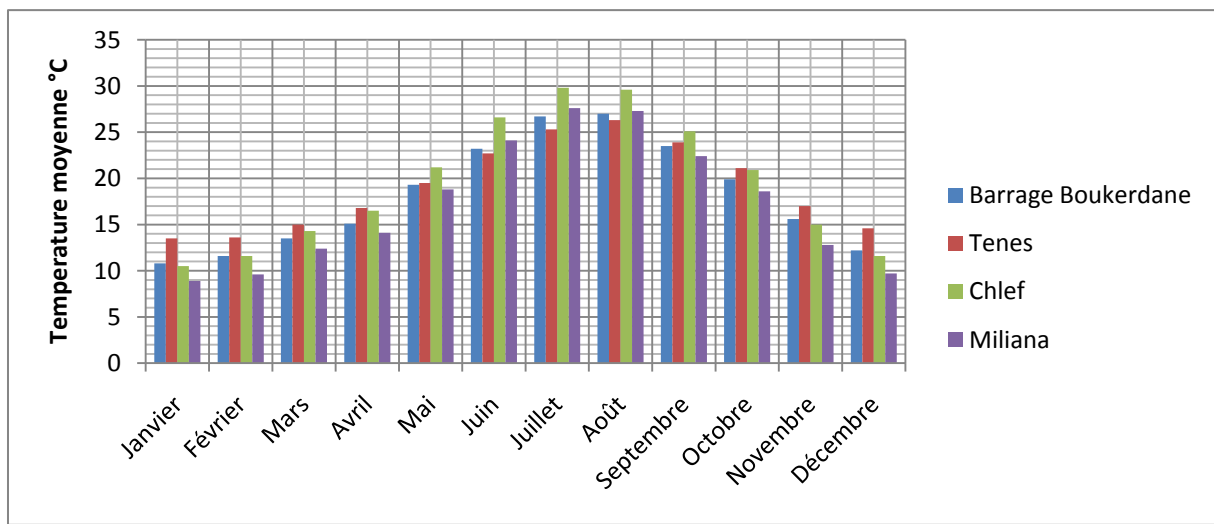


Figure I-3 : Température moyenne mensuelle pour les stations de Boukerdane, Tenes, Chlef et Miliana.

3.3. Vitesse du vent

Les vitesses des vents et leurs directions constituent un facteur très influent dans la mise en culture et l'exploitation des terres agricoles. On dispose des mesures pour les stations de Tenes, Chlef et Meliana mais pour nos calculs on utilisera ceux des stations de Tenes, Chlef, les mesures sont portées sur le tableau suivant :

Tableau I-4 : Vitesse mensuelle pour les stations Tenes, Chlef et Miliana

Mois	Tenes (m/s)	Chlef (m/s)	Miliana (m/s)
Septembre	3,1	2,9	2,7
Octobre	2,8	2,5	2,1
Novembre	3,9	2,5	2,2
Décembre	4,2	2,4	2,1
Janvier	4,1	2,3	2,0
Février	3,6	2,5	2,3
Mars	3,6	2,7	2,7
Avril	3,7	3,0	2,8
Mai	3,3	3,2	3,0
Juin	2,8	3,2	3,0
Juillet	2,6	3,0	2,8
Août	2,5	2,8	2,7
Moyenne	3,4	2,8	2,5

3.4. Humidité relative

L'humidité relative est le rapport entre la quantité effective de la vapeur d'eau et la quantité maximum possible dans un volume d'air donné.

Tableau I-5 : Humidité relative pour les stations de Tenes, Chlef et Meliana

Mois	Tenes (%)	Chlef (%)	Meliana (%)
Septembre	74	56	60
Octobre	73	62	65
Novembre	71	69	71
Décembre	75	74	76
Janvier	71	77	75
Février	73	74	75
Mars	77	71	70
Avril	74	67	67
Mai	76	62	63
Juin	76	52	52
Juillet	76	50	47
Août	76	52	51
Moyenne	74	64	64

3.5. Ensoleillement en Heures

L'ensoleillement est la mesure du rayonnement solaire que reçoit une surface au cours d'une période donnée, s'exprimant en mégajoules par mètre carré, MJ/m².

Tableau I-6 : Ensoleillement pour les stations de Tenes, Chlef et Meliana (Heure/ mois)

Mois	Tenes	Chlef	Meliana
Septembre	257	266	255
Octobre	222	234	230
Novembre	165	184	176
Décembre	142	160	151
Janvier	468	177	169
Février	179	188	180
Mars	235	239	238
Avril	247	252	248
Mai	283	294	288
Juin	307	306	331
Juillet	333	338	353
Août	309	322	324
Moyenne annuelle	262	247	245

4. Barrage de Keff Eddir

Le barrage de Kef Eddir est un exemple d'intégration et d'intercommunalité dans le sens où il contribuera à effacer les limites géographiques de trois (03) wilayas limitrophes une fois achevé. Ce projet structurant, le deuxième du genre dans la wilaya de Tipasa après le barrage de Boukerdane, est situé dans la daïra de Sidi Amar, et a une capacité totale de 125 millions de m³ avec une superficie du bassin versant de 490 km².

Situé géographiquement sur l'Oued Damous à 8 km en amont de la ville, le barrage de Kef Eddir est destiné à satisfaire en eau potable et en eau d'irrigation les besoins de la région ouest composée de trois (03) wilayas. A ce titre, dans la wilaya de Tipasa, les localités de Damous, Larhat et Béni Melleuk, Gouraya, Messelmoun, Hadjret Ennous, Sidi Ghiles et Cherrhell seront desservies. Pour la wilaya de Chlef, les villes concernées sont Zebboudja, Béni Haoua, Breira et Oued Goussine tandis que les trois localités de la wilaya de Ain Defla à savoir Tachta, El Abadia et Ain Bouyahia seront alimentées.

Les caractéristiques techniques déterminées par l'étude d'avant-projet détaillé du barrage de Kef Eddir sont les suivantes :

Volume régularisé : 57,4 hm³/an ;

Volume total de la retenue : 125 hm³ ;

Volume utile : 95 hm³ ;

Apport moyen annuel : 69,6 hm³ ;

Les Niveaux de la tour de prise sont : 100,0m ; 85,0m ; 68,75 m.

5. Wilayas concernées par le projet

Dans ce qui suit, nous présenterons d'une manière générale les wilayas concernées par le projet, nous détaillerons tout cela dans le chapitre II.

5.1. La Wilaya de Chlef

La wilaya de Chlef se situe à mi chemin entre les deux métropoles Alger et Oran. C'est une ville à vocation agricole bien qu'elle constitue un carrefour économique important.

La wilaya couvre une superficie de 4071km², dont 262 511Ha à vocation agricole, elle dispose de deux ports : Ténès et El Marsa.

La wilaya de Chlef bénéficiera d'une partie des eaux du barrage de Keff Eddir qui seront destinées à satisfaire les besoins en irrigation des PMH de Breira, Zebboudja et Oued Goussine. Tout comme une partie de cette eau sera destinée à l'alimentation en eau potable des communes de Beni Haoua, Breira et Oued Goussine qui se situent dans la daïra de Beni Haoua.

Le territoire du groupement Beni Haoua, El Breira et Oued Goussine situé à l'extrême Nord Est de la wilaya de Chlef occupe la partie la plus montagneuse de cette dernière. Il se présente sous la forme d'une succession de montagnes qui s'adossent directement à la mer. Le territoire du groupement est situé en retrait quelque peu du reste du territoire de la wilaya de Chlef. Cet isolement relatif a permis à la région de garder intact son territoire de toute pollution ou toute forme de dégradation du milieu naturel et de l'environnement en général, ceci lui confère une curiosité et un attrait de la part des estivants durant l'été.

L'alimentation en eau potable et en irrigation de la wilaya de Chlef représente toute la partie ouest de notre projet, c'est-à-dire les communes de Beni Haoua et Oued Goussine au nord ouest ou bien les communes de Breira ou Zebboudja au sud ouest.

5.2. La Wilaya de Ain Defla

La wilaya de Ain Defla est une wilaya montagneuse qui fait partie intégrante de la région du Tell, elle est formée par le massif de la Dahra au nord qui culmine au mont Zaccar (1 550 m) au nord de Miliana, par l'Ouarsenis au sud et la vallée de Chellif entre les deux massifs.

Le climat de la wilaya d'Ain Defla est de type méditerranéen semi-aride, avec un caractère de continentalité très marqué.

La Wilaya d'Ain Defla représente la partie sud est de ce projet avec l'alimentation en eau potable des communes de Tachta, Ain Bouyahia et Abadia. Les communes concernées par le transfert de Kef Eddir dans la wilaya d'Ain Defla sont des zones à vocation agricole dans la région du centre Algérien.

L'agriculture est basée essentiellement sur des grandes cultures (céréales et fourrages), caractérisée par les terres de bonnes valeurs agricoles. C'est la wilaya qui recevra le volume d'eau le moins important à partir du barrage de Keff Eddir.

5.3. La Wilaya de Tipaza

La wilaya de Tipaza est une wilaya située à 68 km à l'ouest de la capitale Alger. Le chef-lieu de la wilaya est Tipaza.

La présence de la mer, des reliefs du Chenoua et de la Dahra donnent un paysage particulier, d'un intérêt touristique et d'un patrimoine historique important. La cote s'étend sur près de 123 kms avec l'existence de 57 plages dont 43 sont ouvertes à la baignade en plus de nombreuses criques, baies, et autres falaises offrant d'indéniables possibilités de développement touristique.

Ces secteurs constituent un atout appréciable pour le développement socio-économique de la wilaya car une affluence considérable est enregistrée chaque année où elle a dépassé les 21 millions de visiteurs durant la saison estivale 2010.

D'une manière générale le potentiel en sol de la Wilaya de Tipaza est de 72 500 Ha, dont 64 311 Ha de surface agricole utile (S.A.U).

Ce projet permettra non seulement à satisfaire les besoins en eau domestique mais aussi en eau destinée au tourisme des communes de Cherchell, Sidi Ghiles, Hadjret Ennous, Gouraya, Messelmoun, Larhat et Damous.

chapitre II : *Situation actuelle de la zone d'étude*

Le développement économique et social a fait un bond en avant lors des dernières années. L'activité touristique et les terres agricoles demandent de plus en plus d'eau et les ressources actuelles sont loin d'être suffisantes pour subvenir à tout les besoins. C'est dans ce cadre qu'il a été décidé de renforcer l'alimentation de différentes agglomérations situées dans trois(03) wilayas.

Les activités touristiques et agricoles de chaque wilaya seront détaillées dans ce qui suit :

1. **Wilaya de Tipaza**

Tipaza est une wilaya à fort potentiel touristique, son assise est l'une des plus diversifiées de l'Algérie: attrait naturel avec ses plages, ses criques, ses petits îlots, ses paysages côtiers, ses forêts et maquis littoraux, mais aussi avec son potentiel historique et archéologique datant essentiellement de l'époque romaine.

La wilaya de Tipaza se situe au nord du Tell central. Elle est limitée géographiquement par :

- La mer Méditerranée au nord ;
- La wilaya d'Alger à l'est ;
- La wilaya de Blida au sud ;
- La wilaya d'Ain Defla au sud ouest ;
- La wilaya de Chlef à l'ouest.

La cote de la wilaya de Tipaza s'étend sur 123 km avec 57 plages dont 43 sont ouvertes à la baignade. Selon la direction du tourisme de la wilaya de Tipaza, plus de 31 millions de personnes (pour la majorité nationaux ou nationaux établis à l'étranger) ont visité le territoire de la wilaya dont plus de 95 % ont été signalées sur les différentes plages et criques. Les zones d'expansion touristique (ZET) de la wilaya sont en phase de développement avec 7 ZET d'une superficie totale de 630,5 ha qui viennent voir leur cadastre achevé. Pour 2 autres ZET (438 ha), cette opération est actuellement en cours alors que 7 ZET d'une superficie totale de 518,5 ha attendent encore leur cadastre.

1.1. **Ressources en eaux :**

L'Algérienne des eaux de Tipaza gère dix neuf (19) communes sur les vingt huit (28) que compte la wilaya. La population totale desservie est de 408 523 habitants, soit un taux de couverture de 70%. Dans les communes raccordées, le taux de couverture est de 99%. Les principales caractéristiques des infrastructures hydrauliques sont synthétisées ci après:

Tableau II-1 : Principaux infrastructures hydraulique, Tipaza

Linéaire du réseau d'adduction	228km
Linéaire du réseau de distribution	234 km
Nombre de stations de traitement	1
Station monobloc de traitement	1
Station de dessalement	1
Nombre de forages en service	59
Nombre de stations de pompages et reprises	26
Nombre de réservoirs	89
Capacité de stockage	63050m ³
Nombre d'abonnés	62126

1.2. Agriculture

1.2.1. Les surfaces des différentes cultures pratiquées

Les superficies relatives des plaines ainsi que les collines donnent à ce secteur une place particulièrement importante dans la vie économique de la wilaya.

Le potentiel en sol de la wilaya de Tipaza est de 72 500 ha, dont 64 311 ha de surface agricole utile (S.A.U). La superficie irriguée a été estimée fin 2007 à 15 399 ha, soit un taux d'irrigation de 23,9% par rapport à la S.A.U. Les terres sont délimitées en trois grandes zones agro-climatiques:

La première étant le Sahel qui englobe toute la S.A.U du littoral dont la vocation est essentiellement maraîchère.

La seconde, dénommée la plaine de la Mitidja, constitue le futur berceau d'une agriculture intensive avec la mise en eau du périmètre irrigué. Ce périmètre couvre une superficie de 14.000 ha. Les cultures principales de cette zone sont les agrumes, l'arboriculture fruitière, la pomme de terre, les fourrages et les céréales. Ce sera aussi le futur bassin laitier de la Mitidja ouest.

La troisième zone est formée par une zone montagneuse. Elle est constituée des monts du Dahra, de Zaccar et par celui du Chenoua. Elle est particulièrement favorable à l'arboriculture rustique ainsi qu'à l'élevage local bovin et caprin.

Notre étude se portera sur les PMH de la commune de Damous.

1.2.2. PMH de Damous

La PMH de Damous est située à l'aval du barrage de Kef Eddir est composée de 80 exploitations sur une surface totale de 475 ha répartis comme suit :

Terre alluviale : 20 exploitations de 86 ha

Terre ferme : 60 exploitations de 389 ha dont la plasticulture occupe une surface de 80 ha.

1.3. Tourisme

La ville de Tipaza a tellement d'atouts (plage, soleil, forêts, montagnes, villages pittoresques, ruines, mausolée royal et autres richesses culturelles et naturelles) qu'elle ne peut qu'attirer les touristes, particulièrement en été.

La réputation de la wilaya en tant que destination touristique n'est plus à faire, une simple observation de la fréquentation en période estivale suffit.

La wilaya de Tipaza dispose d'un potentiel touristique et d'un patrimoine historique important. La côte s'étend sur près de 123 km et comporte 57 plages (dont 43 sont ouvertes à la baignade) en plus de nombreuses criques, baies, et autres falaises offrant d'indéniables possibilités touristiques.

Lors de ce travail, on s'intéressera exclusivement à une partie des communes de la wilaya et dont les caractéristiques des ZET sont représentées dans le tableau suivant comme suit :

Tableau II-2 : Zones d'expansion touristique

Wilaya	N°	Dénomination	Commune	Superficie (ha)
Tipaza	1	Corniche Chenoua	Cherchell	73,50
	2	Oued Belaa	Cherchell	131,00
	3	Oued Belaa 2	Cherchell	26,00
	4	Sidi Ghiles	Sidi Ghiles	12,50
	5	Sidi Ghiles 2	Sidi Ghiles	32,00
	6	Pointe des oliviers	Sidi Ghiles	71,00
	7	Petit et grand Vichy	Sidi Ghiles	21,00
	8		Hadjret Ennous	46,00
	9	Gounini	Hadjret Ennous	13,00
	10	Gounini 2	Hadjret Ennous	26,00
	11	Oued Sebt Messelmoun	Messelmoun	76,46
			Gouraya	98,54
	12	Bounaama	Gouraya	19,00
	13	Bois sacré	Gouraya	57,00
	14	Sidi Braham	Gouraya	47,00
			Larhat	22,00
	15	Oued Mellah Est et Ouest	Larhat	61,00
16	Aghzout	Larhat	62,50	
17	Damous	Damous	75,00	

1.4. Etat des réseaux des agglomérations

D'après les enquêtes menées sur terrain, et les informations récoltées, on constate que le système actuel d'alimentation en eau potable repose essentiellement sur des forages, des sources ou des puits.

1.4.1. La commune de Damous

La ville de Damous est alimentée par les forages captant la nappe d'Oued Damous et celle d'Oued Harbil.

Le forage F1 (35 l/s) situé à environ 5 km à l'ouest du centre-ville sur la rive droite d'Oued Damous alimente le réservoir de mise en charge destiné à l'alimentation de la localité Hamidia et les réservoirs 625+250m³ alimentant le chef-lieu de Damous et la cité El Bordj.

Les deux forages F1 et F2 sur la nappe de Oued Harbil alimentent le réservoir 626 m³ du chef-lieu de Damous, Douar Abdou et Douar Beni Hatita comme illustré sur la figure suivante :

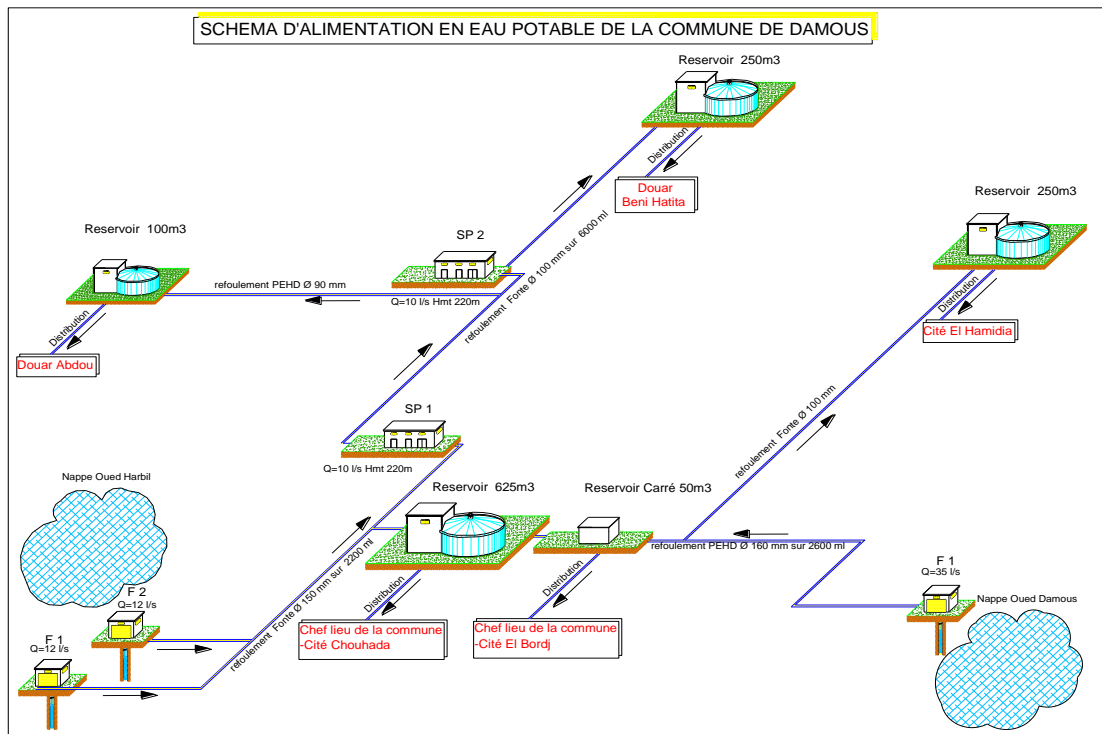


Figure II-1: Schéma d'alimentation en eau potable, Damous

1.4.2. La commune de Larhat

La ville Larhat est alimentée à partir de quatre forages sur la nappe d'accompagnement d'Oued Mellah et celle d'Oued Damous. La production actuelle de chaque forage est de 10 l/s

Les deux (02) forages F1 et F2 sur la nappe d'Oued Mellah alimentent le chef-lieu de la commune et Douar Boukhlidja.

Quant aux deux autres forages sur la nappe d'Oued Damous, ils alimentent le chef-lieu de Larhat et les zones secondaires : Ikhlifaine, Touzouikhet, Zlamta, Bouarous, Tarist, Sidi Aissa et Imaachine.

La figure qui suit illustre le système d'AEP existant :

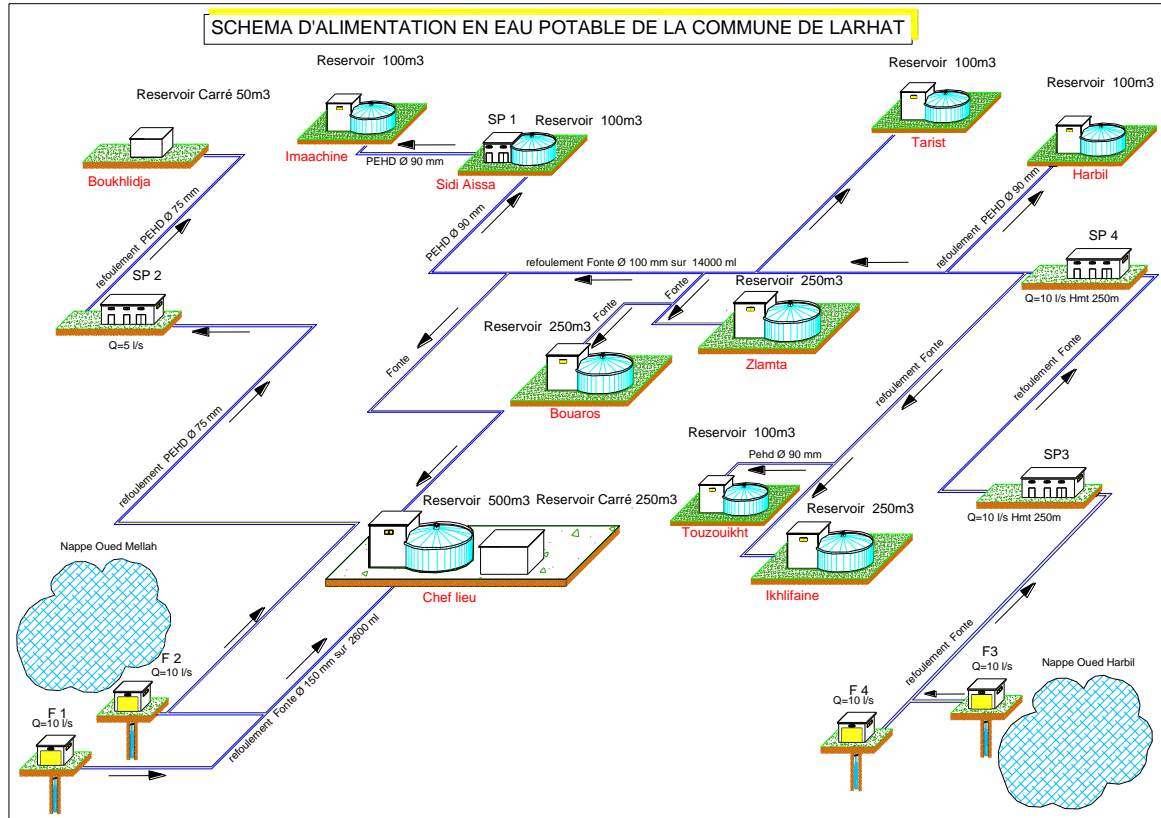


Figure II-2 : Schéma d'alimentation en eau potable, Larhat

1.4.3. La commune de Beni Melleuk

L'agglomération chef-lieu de Beni Melleuk est alimentée à partir du F1 (2l/s) situé à environ 1,5 km à l'ouest de l'agglomération et du forage F2 (4 l/s) sur la nappe d'Oued El Kebir situé à environ 7 km au sud.

Le forage F1 refoule directement sur le réservoir 500 m³. Le forage F2 alimente également le réservoir 500 m³ via une station de reprise située à environ 5 km au sud de l'agglomération. Cette station de pompage dessert aussi le réservoir 50 m³ de Bouhlou.

Une source alimente également un réservoir de 50 m³ via une conduite en acier galvanisé sur un linéaire de 2,6 km.

Les agglomérations secondaires de Sidi Zouia et Tefassine sont alimenté à partir d'un autre forage F3 (4 l/s) et un puits (3 l/s) sur la nappe de Oued El Kebir. Le système d'AEP existant de la commune de Beni Milleuk est présenté dans la figure suivante :

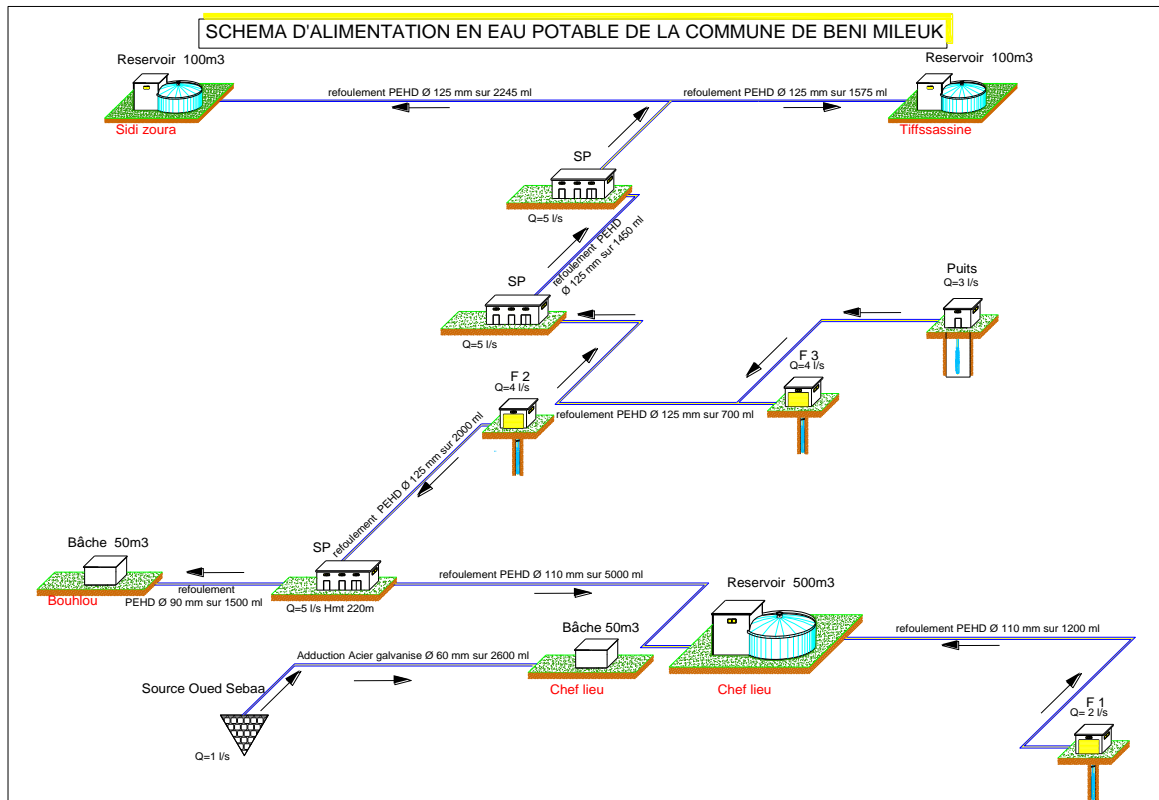


Figure II-3 : Schéma d'alimentation en eau potable, Beni Milleuk

2. Wilaya d'Ain Defla

Issue du découpage administratif de 1984 la wilaya d'AIN-DEFLA se présente comme étant une zone relais entre l'Est et l'Ouest, le Nord et le Sud, occupant de ce fait, une position géographique centrale pouvant lui confier un rôle stratégique lors de l'élaboration du schéma national d'aménagement du territoire.

Limites géographique :

La wilaya d'AIN-DEFLA se situe à 150 Km au sud ouest d'Alger, elle est limitée géographiquement comme suit :

- Au nord : Tipaza ;
- Au nord-est : Blida ;
- Au sud : Tissemsilt ;
- A l'est : Medea ;
- A l'ouest : Chlef.

2.1. Ressources hydriques

La wilaya d'AIN-DEFLA dispose de grandes réserves hydriques tant souterraines que superficielles.

Pour l'alimentation en eau potable, cent trente neuf (139) forages, cent seize (116) puits recensés, et plusieurs sources permettent l'alimentation de la population pour une dotation journalière de 150,04 l/j/hab, le Taux de raccordement est de l'ordre de 80,76 %, les Communes les moins pourvues en eau potable se localisent dans la partie Sud de la Wilaya et nécessitent une intervention sectorielle appropriée. Pour ce qui est, des eaux superficielles, elles sont destinées plus particulièrement à l'irrigation.

2.2. Etat des réseaux des agglomérations

2.2.1. La commune de Tacheta

La ville de Tacheta est alimentée à partir du forage F3 (20 l/s) situé au sud de la ville d'El Abadia via un système de refoulement constitué de trois (03) stations de pompage et d'une conduite d'adduction en amiante ciment de diamètre 200 mm sur un linéaire total de 13 km.

Un deuxième forage de 10 l/s a été récemment réalisé mais n'a pas encore été raccordé.

L'agglomération secondaire de Ouled Ali est alimentée à partir de la source de Boumliha (4l/s)

L'agglomération secondaire de Chenounia est alimentée à partir de trois (03) puits totalisant une production de 3 l/s et de la source de Brakik (0,5 l/s).

Le schéma synoptique suivant synthétise le système d'AEP de la commune de Tacheta :

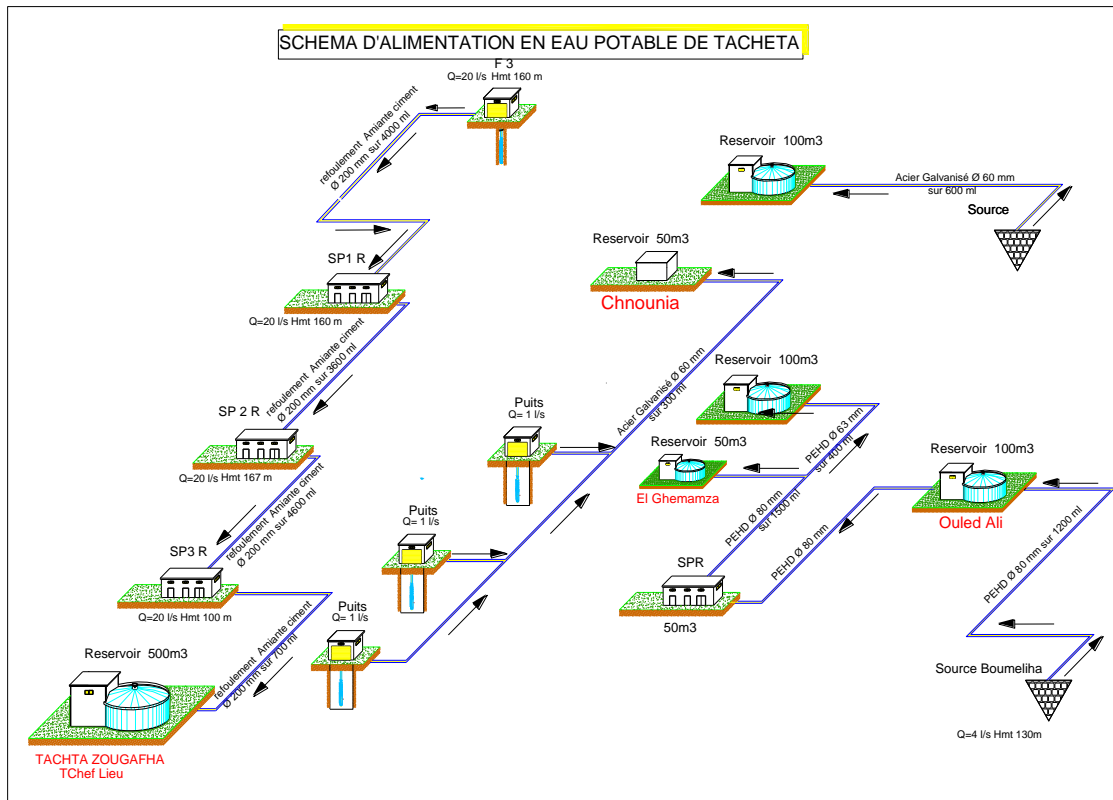


Figure II-4 : Schéma d'alimentation en eau potable, Tachta

2.2.2. La commune d'El Abadia

La ville d'El Abadia est alimentée à partir de trois (3) forages totalisant une production de 59 l/s. Ces forages refoulent directement sur le site de stockage de la ville composé de deux cuves de 2000 m³ chacune.

Les réservoirs desservant l'agglomération secondaire de Sidi Saad sont desservis à partir d'un forage de 10 l/s situé au sud de cette dernière et en partie à partir d'un nouveau de 10l/s. Ce dernier alimente avec le nouveau forage F1 de Chorfa (15 l/s) les deux agglomérations secondaires de Chorfa et Douar M'habil.

Un forage de 10 l/s alimente le château d'eau de 100 m³ desservant les agglomérations secondaires de Sidi Amar et Chekaknia.

L'agglomération de Sidi Saad est alimentée à partir d'un forage de 14 l/s.

Un autre forage de 20 l/s situé à Ouled Aissa alimente les deux agglomérations secondaires de Oued Aissa et Koubaa.

Le système d'approvisionnement en eau potable de la commune d'El Abadia est synthétisé sur le schéma synoptique qui suit :

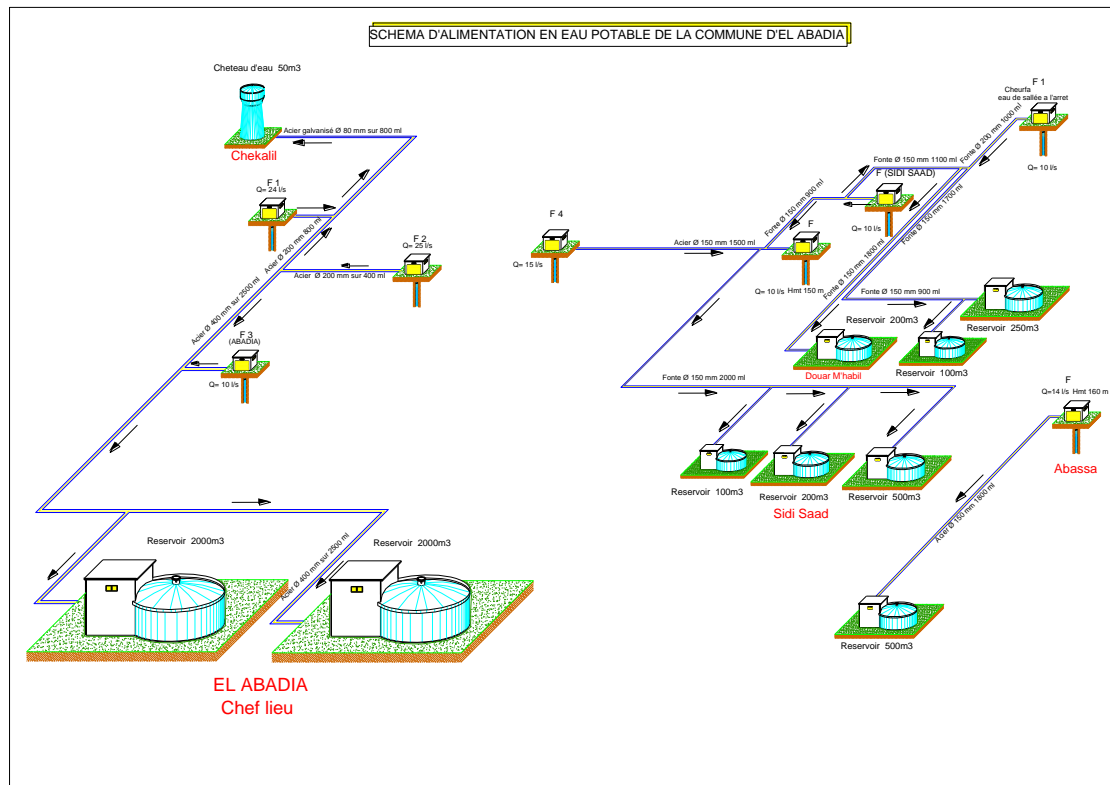


Figure II-5 : Schéma d'alimentation en eau potable, El Abadia

2.2.3. La commune de Ain Bouyahia

L'agglomération chef lieu de Ain Bouyahia est alimentée à partir des deux forages dénommés F8 et F9 situés à environ 2 km au sud de cette dernière. La production totale des deux forages est de 20 l/s.

L'agglomération secondaire de Sra Bouali est alimentée à partir d'un forage de 6l/s qui refoule vers les deux sites de stockage 100+200 m³ et 50 m³.

La zone éparsée de Ouled Yahia est alimentée à partir de deux forages de Chekalil et GCA produisant 20 l/s. Ces deux forages refoulent vers une station de reprise qui refoule par la suite vers un réservoir de 500 m³ via une conduite en fonte sur linéaire de 2,6 km.

Les deux zones éparsées de H'bal et Guezazna sont approvisionnées à partir de deux forages produisant 14 l/s chacun.

La figure suivante présente le système d'alimentation en eau de la commune d'Ain Bouyahia :

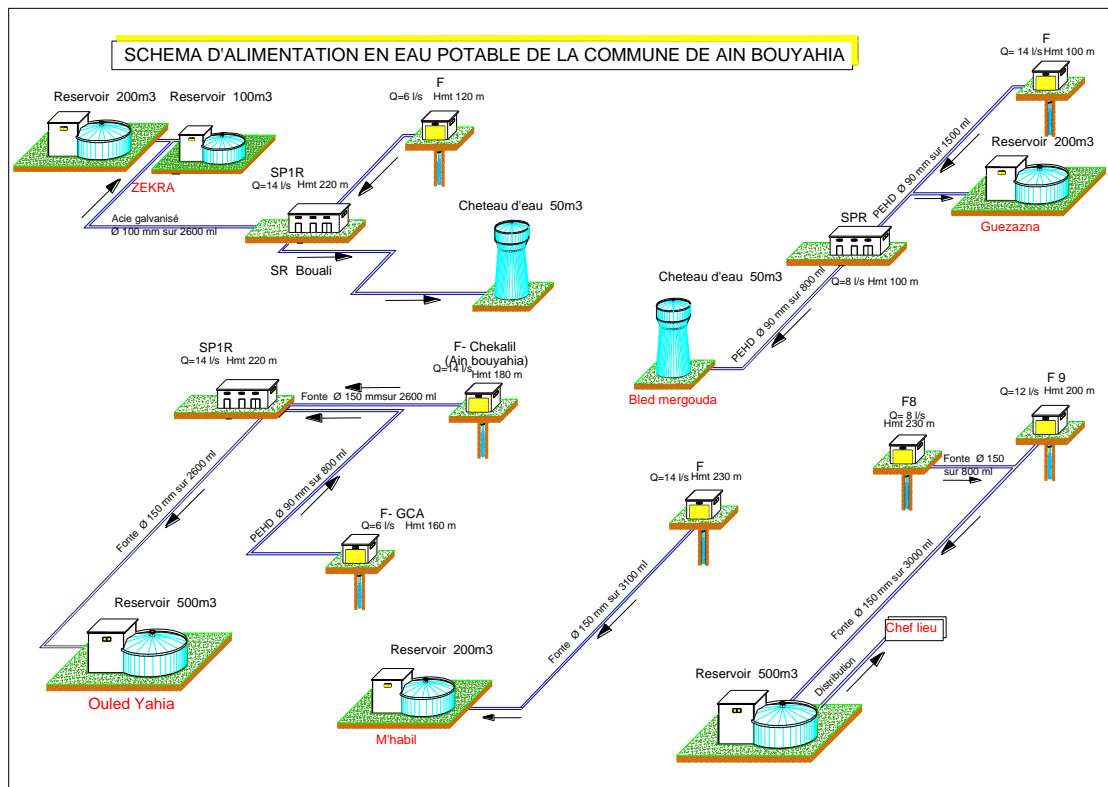


Figure II-6 : Schéma d'alimentation en eau potable, Ain Bouyahia

3. Wilaya de Chlef

Située dans la région nord-ouest de l'Algérie, la wilaya de Chlef s'étend sur une superficie de 4,791 Km². A mi-chemin entre deux grands pôles économiques, à savoir Alger et Oran, la plaine du Cheliff, d'une surface agricole utile de près de 13 000 ha, fait de la wilaya une région à vocation agricole, orientée principalement vers la céréaliculture, l'arboriculture et le maraîchage.

Il y a lieu de noter que la wilaya de Chlef est une région touristique. En plus de sa bande côtière qui s'étale sur plus de 120 Kms soit 10 % de l'ensemble de la côte algérienne, sa richesse touristique se justifie d'avantage compte tenu de l'existence d'un relief diversifié et la présence des forêts de pain d'Alep et bruyère.

Délimitation géographique :

La wilaya de Chlef est limitée ;

Au nord, par la mer méditerranée ;

Au sud, par la wilaya de Tissemsilt ;

A l'est, par les wilayas d'Ain Defla et Tipaza ;

A l'ouest, par les wilayas de Mostaganem et Relizane.

3.1. L'agriculture

3.1.1. L'agriculture dans la wilaya de Chlef

La wilaya de Chlef est caractérisée par une vocation agricole du fait qu'elle est située sur la plaine du moyen Chellif d'une part et d'autre part l'existence des ressources hydriques.

Tableau II-3 : Répartition de la superficie agricole, Chlef

Superficie totale (SAT)	262 511 ha	65,43% de la superficie totale de la wilaya
Superficie agricole utilisée (SAU)	203 230 ha	77% de la superficie des terres agricoles
	dont: o 25 000 ha irrigués o 25 714 ha de pacages et parcours o 33 567 ha des terres improductives	

L'étude se portera sur les communes de Béni Haoua, Oued Goussine, Breira et Zebboudja. Le tableau qui suit résume l'état des lieux :

Tableau II-4 : Superficie des terres agricoles, Beni Haoua, Breira, Oued Goussine, Zebboudja

Communes	Superficie totale des terres agricoles (ha)				
	Superficie agricole utilisée		Parcours et pacages	Terres agricoles Improductives	Total
	Total	Dont irriguée			
Beni Haoua	2613	359	177	346	3136
Breira	2200	290	174	1300	3674
Oued Goussine	1069	30	52	879	2000
Zebboudja	8815	60	180	40	9035

3.1.2. PMH de la Wilaya de Chlef

La wilaya de Chlef dispose de plusieurs PMH. Le projet concernera les PMH implantées dans les communes à Béni Haoua, El Breira et Zebboudja. Le tableau suivant est un récapitulatif des surfaces et des cultures disponible dans ces PMH.

Tableau II-5 : Superficie et cultures dans les PMH de Beni Haoua, El Breira et Zebboudja

Communes	Superficie (ha)		
	Cult. Maraichères	Arboriculture	Total
Beni Haoua	295	44	339
El Breira	299	12	311
Zebboudja	35	30	65

3.2. **Tourisme :**

De part sa situation géostratégique, la région côtière présente les attraits les plus importants avec une longueur des plages totale de 120 Kms soit 10% de l'ensemble de la côte Algérienne.

Les plaines surplombant les baies sont propices à la création de centres de thalassothérapie et autres stations climatiques. Cette partie abrite également deux communes : Beni Haoua et Oued Goussine et s'étend sur 40 km en offrant des prédispositions pour devenir un pôle touristique à vocation internationale.

La wilaya de Chlef dispose de dix(10) zones d'expansion touristique, notre étude se portera sur celles de Béni Haoua et Oued Goussine.

Ces zones d'expansion touristique réparties à travers la cote, offrent des possibilités d'investissement dans le tourisme balnéaire pouvant se traduire par la création de :

Villages de vacances, résidences touristiques, aires de campings , hôtels à vocation internationale, ports de plaisance, auberges et pensions... etc

Le territoire du groupement Beni Haoua, El Breira et Oued Goussine situé à l'extrême nord est de la wilaya de Chlef occupe la partie la plus montagneuse de cette dernière.

Le tourisme est une activité pour laquelle la région dispose des atouts exceptionnels. Ce territoire dispose de quatre (04) ZET (zone d'expansion touristique) qui ne sont pas encore exploitées et qui peuvent être une ressource importante à l'actif de la région.

La région dispose d'infrastructures touristiques (Hôtels) de catégorie 01 à 02 étoiles et des agences de voyages et plages. Les zones d'expansion touristiques de la wilaya de Chlef sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau II-6 : Zone d'expansion touristique, Chlef

Wilaya	N°	Dénomination	Commune	Superficie (ha)
Chlef	1	Beni Haoua	Beni Haoua	63,40
	2	Tighza	Beni Haoua	78,28
	3	Doumia	Oued Goussine	76,00
	4	Bouchral	Oued Goussine	45,00

3.3. Etat des réseaux des agglomérations

3.3.1. La commune de Beni Haoua

L'agglomération de Beni Haoua est alimentée à partir d'un forage de 4 l/s et d'un puits de 4l/s sur la nappe de Oued Metrrach et d'un autre puits à l'est de la ville sur la nappe de Oued Outar.

Le forage et le puits sur Oued Metrrach alimentent les réservoirs 2x250 m³ qui desservent le centre ouest de la ville. Ces derniers alimentent aussi le réservoir 500 m³ qui dessert le centre est de la ville et le réservoir 250 m³ qui dessert le quartier des 60 logements et le CEM On note aussi qu'un système de refoulement permet d'alimenter le réservoir 100 m³ de la cité Hassen à partir des réservoirs 2x250 m³.

Le puits sur Oued Outar dessert l'îlot Sidi Djillali situé à l'est de Beni Haoua. Le schéma d'alimentation en eau de la commune de Beni Haoua est illustré sur la figure suivante :

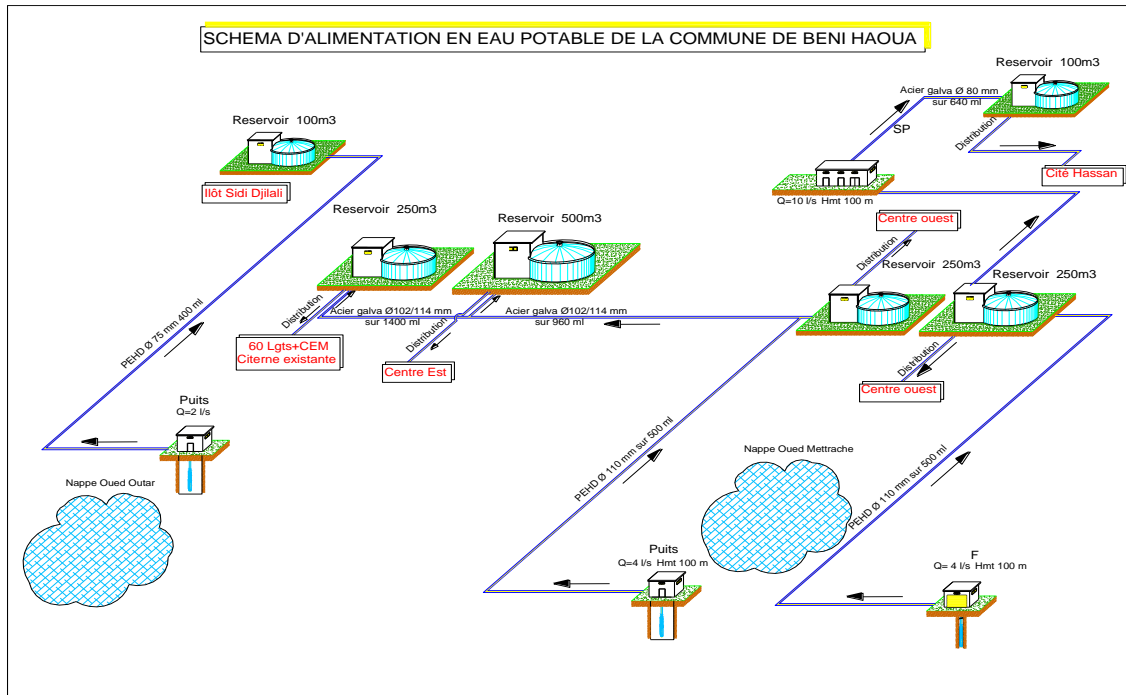


Figure II-7 : Schéma d'alimentation en eau potable de Beni Haoua

3.3.2. La commune d'Oued Goussine

L'agglomération d' Oued Goussine est approvisionnée en eau potable à partir de deux forages dans la nappe de Oued Boucheghal à environ 8 km. Le forage produit 7 l/s et refoule vers la bête de la station de pompage de la corniche qui refoule à son tour vers un réservoir tampon 100 m³ situé à l'Achour. Ce dernier dessert gravitairement le réservoir 500m³ alimentant le chef-lieu de Oued Goussine via une conduite mixte dont une partie en acier de diamètre 150 mm d'une longueur 3,3 km et l'autre partie en PVC de diamètre 160 mm d'une longueur de 3,9 km. Par la suite, un système de pompage permet d'alimenter le réservoir 500 m³ de Doumia.

Le schéma synoptique suivant présente le système d'alimentation en eau potable de la commune de Oued Goussine :

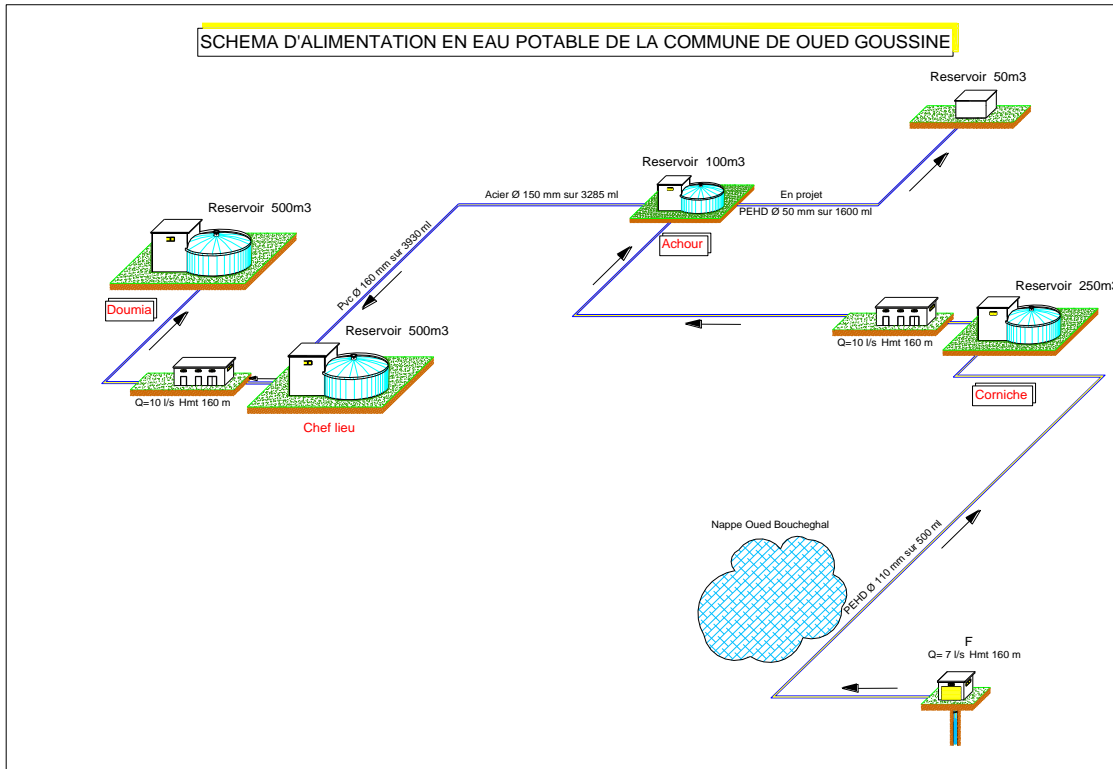


Figure II-8 : Schéma d'alimentation en eau potable de Oued Goussine

3.3.3. La commune de Breira

L'agglomération de Breira est alimentée à partir de deux puits situés à environ 1 km au nord de cette dernière. La production de chaque puits est de 2 l/s. A noter que l'un des deux puits dessert également l'agglomération de Tibridia.

D'autres puits au nombre de 5 alimentent les agglomérations secondaires et les zones éparses. Leur production est estimée à 10 l/s.

Le système d'alimentation en eau de la commune d'El Breira est schématisé comme suit :

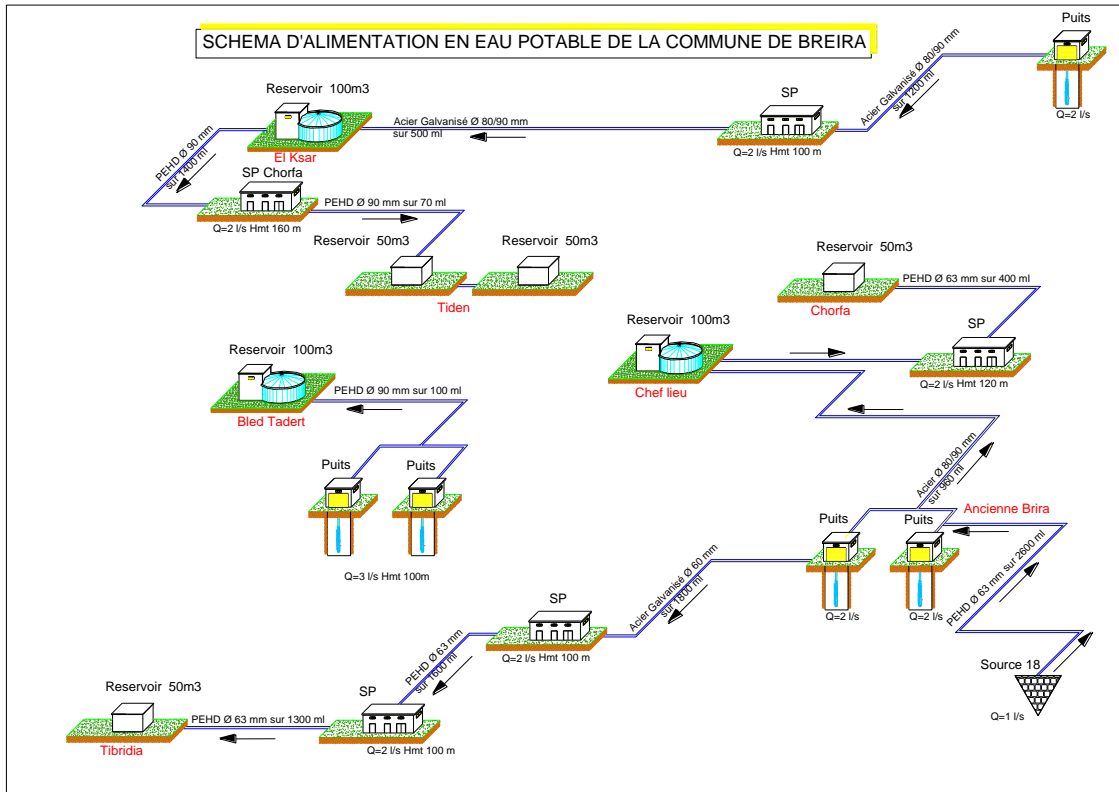


Figure II-9 : Schéma d'alimentation en eau potable de Breira

chapitre III *Evaluation des besoins en eau aux horizons actuel et futur*

1. **Estimation des besoins en eau potable**

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération nous exige de donner une norme fixée pour chaque catégorie de consommateur. Cette norme unitaire (dotation) est définie comme un rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur (agent, élève, lit,...).

Cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs (de l'évolution de la population, des équipements sanitaires, du niveau de vie de la population,...). Elle diffère aussi d'une période à une autre et d'une agglomération à autre.

L'étude présente, se base sur le recensement de l'O.N.S.

Pour cela, il faudra tenir compte des ressources déjà existantes, telles que les forages et les puits.

2. **Estimation de la population future**

Les recensements de 1998 et de 2003 serviront de base afin d'évaluer les populations actuelle et future.

Pour cela, la formule d'évaluation de la population dite arithmétique est la plus appropriée, car la ville ne va pas être soumise à une évolution économique des plus importante vu que la région est d'un caractère agricole plus qu'autre chose.

La loi arithmétique est définie par :

$$P_2 - P_1 = K_A * (T_2 - T_1) \quad \text{(III.1)}$$

$$P_N = P_2 + K_A * (T_n - T_2) \quad \text{(III.2)}$$

3. **Evaluation des ressources disponibles**

D'après les informations dont nous disposons, les villes de Damous, Larhat, Gouraya, Hadjret Ennous, Messelmoun, Sidi Ghiles, Cherchell, Beni Melleuk, Beni Haoua, Oued Goussime, Breira, Aïn Bouyahia, Tachta sont alimentées à partir de forages ou de puits. Dans l'optique de ce projet, les eaux soutirées des forages vont être réutilisées afin de satisfaire les besoins en irrigation, l'eau de barrage sera dirigée prioritairement pour l'AEP.

Le récapitulatif des ressources en eau disponibles a été fait par des enquêtes in situ auprès des services concernés, nous les résumons dans le tableau suivant :

Tableau III-1 : Inventaire des ressources en eau dans la zone de projet

Communes	Forages		Puits		Sources		Total (l/s)
	Nombre	Débit (l/s)	Nombre	Débit (l/s)	Nombre	Débit (l/s)	
Damous	3	59	1	3			62
Larhat	4	40					40
Beni Melleuk	3	10	1	3	1	1	14
Beni Haoua	1	4	2	6			10
Oued Goussine	1	7					7
El Breira			7	14			14
Tacheta	2	30	3	3	1	4	37
El Abadia	9	138					138
Ain Bouyahia	7	74					74

4. Calcul des besoins domestiques et touristiques en eau potable

Afin de pouvoir dimensionner correctement le réseau de transfert, il est impératif de connaître les besoins en eau de chaque région à desservir, que ce soit pour l'alimentation domestique ou touristique.

Pour le calcul des besoins domestiques, on se basera sur le P.N.E qui propose des dotations en fonctions du nombre d'habitants de l'agglomération pour les différents horizons comme l'indiquent les tableaux dans l'annexe I.

Dans le cas où la dotation actuelle est connue et est supérieure à celle mentionnée dans le PNE que ce soit à l'horizon actuel ou futur, on gardera la première. Pour le calcul de la demande domestique, on utilisera la formule suivante :

$$D_D = \frac{N_H * \text{dotation} * 365}{10^9} \quad (\text{Hm}^3) \quad (\text{III.3})$$

N_H : représente le nombre d'habitants de l'agglomération.

Pour le calcul des besoins touristique, on optera pour la méthode proposée dans le plan national de l'eau, qui stipule que ce calcul peut se faire en utilisant le nombre d'habitants dans l'agglomération considérée avec des coefficients de majoration pendant la période estivale, cette période s'étale du mois de Mai jusqu'au mois de Septembre. Dans ce projet les villes de Cherrhell dans la wilaya de Tipaza et de Beni Haoua dans la wilaya de Chlef sont plus importantes du point de vue affluence touristique, donc leurs coefficients de majoration

mensuels sont plus importants, Pour ces deux villes, les C_M seront ceux de la zone B tandis que pour le reste des agglomérations les coefficients sont ceux de la zone C comme sont indiqués dans l'annexe I.

La demande en eau pour le tourisme est calculée par la relation suivante :

$$D_T = \frac{(\sum_{Mai}^{Septembre} Dotation * C_M * N_j) * N_H}{10^9} \quad (\text{Hm}^3) \quad (\text{III.4})$$

Où, D_T est la demande touristique et N_j est le nombre de jour par mois.

Les populations actuelles et futures estimées ainsi que leurs dotations et les demandes actuelles et futures sont explicitées dans ce qui suit.

Tout les calculs, pour chacune des villes sont dans l'annexe I.

4.1. Wilaya de Tipaza

Pour la wilaya de Tipaza, on a pour mission d'alimenter en eau potable les communes de : Damous, Larhat, Beni Melleuk, Messelmoun, Hadjret Ennous, Sidi Ghiles, Cherchell et Gouraya que se soit pour la consommation domestique ou bien destinée au zones d'extensions touristiques.

Tableau III-2 : Demande en eau domestique, Tipaza

Ville	demande future (Hm ³)
Damous	1,84
Larhat	0,50
Gouraya	3,80
Messelmoun	1,17
Hadjret Ennous	0,28
Sidi Ghiles	0,94
Cherchell	4,01
Beni Melleuk	0,71
Total	13,25

Tableau III-3 : Demande touristique future, Tipaza

Agglomération	Demande future (Hm ³)
Larhat	0,22
Damous	0,94
Beni Melleuk	0,00
Messelmoun	0,45
Hadjret Ennous	0,08
Sidi Ghiles	0,48
Gouraya	1,55
Cherchell	2,95
Total	6,67

La demande totale en eau potable domestique pour la zone de projet dans la wilaya de Tipaza est estimée à 13,25 Hm³ à horizon 2040.

Les besoins touristiques seront de 6,67 Hm³ annuellement à horizon 2040.

4.2. Wilaya d'Ain Defla

La zone de projet dans la wilaya d'Ain Defla regroupe trois (03) communes : El Abadia, Tachta et Ain Bouyahia. Ces trois (03) communes seront alimentées en eau potable, pour l'estimation des besoins on utilisera les mêmes relations que pour les besoins de Tipaza.

Tableau III-4 : Demande en eau domestique, Ain Defla

Agglomération	Demande future (Hm ³)
El Abadia	3,63
Tachta	1,98
Ain Bouyahia	1,32

Les besoins en eau pour la wilaya d'Ain Defla seront de 6,93 Hm³ par an à l'horizon 2040.

4.3. Wilaya de Chlef

Pour la wilaya de Chlef trois communes sont concernées par le projet en ce qui est de l'alimentation en eau potable domestique, Beni Haoua, Oued Goussine et Breira tandis que cette dernière n'est pas concernée par l'alimentation pour les besoins touristiques. Les relations précédentes sont toujours utilisées pour le calcul des besoins.

Tableau III-5 : demande en eau domestique, Chlef

Ville	Demande future
Beni Haoua	1,76
Oued Goussine	0,48
Breira	0,87
Total	3,11

Tableau III-6 : Demande touristique pour les communes de Beni Haoua et Oued Goussine, Chlef

Ville	Demande future (Hm ³)
Beni Haoua	1,29
Oued Goussine	0,14
Total	1,43

La demande pour l'eau domestique de 3,11 Hm³ à horizon 2040. La demande touristique sera de 1,43 Hm³ annuellement.

5. Récapitulatif des besoins en eau potable pour chaque commune

Pour que le dimensionnement des conduites soit le plus exacte possible, on se doit de connaitre les besoins en eau de chaque commune séparément. Le tableau suivant met en lumière les besoins actuels et futurs annuels :

Tableau III-7 : Récapitulatif des besoins en eau potable pour chaque commune

Ville	Besoin futur (Hm3)
Beni Melleuk	0,71
Damous	2,78
Larhat	0,72
Messelmoun	1,62
Hadjret Ennous	0,36
Sidi Ghiles	1,42
Gouraya	5,35
Cherchell	6,96
Tachta	1,98
El Abadia	3,63

Ain Bouyahia	1,32
Beni Haoua	3,05
Oued Goussine	0,62
Breira	0,87

6. Calcul des besoins en eau destinée à l'irrigation

L'élément de base pour l'étude d'un projet d'irrigation est essentiellement le besoin propre des plantes cultivées en eau, ces besoins sont variables avec les cultures et le climat et dépendent aussi de la nature du sol. Dans cette partie, nous estimerons les besoins en eau pour chaque culture.

Pour ce faire, il existe différentes formules, celle utilisée sera la formule de Penman-Monteith.

6.1. Formule de Penman modifiée

La formule de Penman-Monteith se distingue parmi les différentes formules par son origine théorique dérivée du bilan de flux énergétique à la surface de couvert végétal, dans un souci de normalisation, la FAO, à travers son groupe d'experts opérants dans différents contextes climatiques, a adapté la formule de Penman-Monteith aux conditions d'un couvert de gazon et propose la formule dérivée comme la nouvelle définition de l'évapotranspiration de référence. Ce modèle, qui forme l'approche la plus complète puisqu'il a l'avantage d'inclure la physiologie de la plante, a été largement étudié ou utilisé. Elle est jugée comme modèle-le plus approprié pour le calcul de ET_0 lorsqu'on dispose des données climatiques relatives à la température, l'humidité, l'insolation et la vitesse du vent.

La formule de Penman Monteith telle que recommandée par la FAO s'écrit :

$$ET_0 = \frac{0.408\Delta(R_n - G) + \gamma \frac{900}{T + 273} \mu_2 (e_s - e_a)}{\Delta + \gamma(1 + 0.34\mu_2)} \quad (\text{III.5})$$

Avec,

ET_0 : Evapotranspiration de référence (mm/j)

R_n : est le rayonnement net en surface [$\text{MJ}/\text{j}.\text{m}^2$] ; le calcul de R_n suppose un albédo $\alpha = 0,23$ et une émissivité de la surface $\epsilon = 1$. Les rayonnements solaire et thermique incidents sont disponibles directement (en particulier, le rayonnement thermique incident n'est pas approximé), et le rayonnement thermique depuis la surface est estimée en fonction de la température de l'air, prise comme Proxy pour la température de surface.

G : est le flux de chaleur dans le sol [$\text{MJ}/\text{j}.\text{m}^2$], négligé ici au pas de temps journalier,

T : la moyenne de la température de l'air à 2 m de hauteur [C],

μ_2 : la vitesse du vent à 2 m [m/ s] extrapolée de la vitesse à 10 m (Allen et al.1998)

e_s : est la pression de vapeur d'eau à saturation [kPa], donnée à partir de la température par la relation de Clausius Clapeyron,

e_a : est la pression de vapeur d'eau à 2 m [kPa],

Δ est la pente de la relation de Clausius Clapeyron [kPa.°C⁻¹], approximée en fonction de la température (Allen et al. 1998),

γ est la constante psychrométrique [kPa C], estimée en fonction de la pression atmosphérique (Allen et al., 1998).

900 coefficient pour la culture de référence (kg K/ kJ) liées aux unités utilisées a la distribution de variables \tilde{n} , c_p et r_a ,

0,34 : coefficient de vent pour la culture de référence (kg K/ kJ) résultant du rapport r_s / r_a .

Pour l'application de cette formule, on utilisera le logiciel Cropwat.

6.2. Cropwat

Ce logiciel a été conçu dans le but de calculer l'évapotranspiration, les besoins en eau des cultures et plus particulièrement la conception et la gestion de dispositifs d'irrigation. Il est également utilisé pour déterminer le rendement agricole. Nous pouvons aussi utiliser ce programme pour observer des périodes de déficits en eau dans le sol, donc un stress hydrique pour la plante entraînant une baisse du rendement. L'emploi du logiciel peut être utile pour déterminer le type de culture qui aurait la meilleure productivité en fonction des précipitations et de l'humidité du sol de la période.

6.3. Résultats des calculs de l'ETP

Les résultats obtenus à l'aide de cette formule pour les stations de Chlef, Tenes et Meliana sont mentionnés dans les tableaux suivants :

Tableau III-8 : ET0 pour la station de Chlef

Mois	ET0 (mm/j)
Janvier	1,47
Février	2,03
Mars	3,06
Avril	4,10
Mai	5,63
Juin	7,52
Juillet	8,40
Août	7,80

Septembre	5,99
Octobre	3,97
Novembre	2,38
Décembre	1,58
Moyenne	4,49

Tableau III-9 : ET0 pour la station de Tenes

Mois	Eto (mm/jour)
Janvier	2,11
Février	2,25
Mars	2,73
Avril	3,55
Mai	4,14
Juin	4,83
Juillet	5,28
Août	5,03
Septembre	4,18
Octobre	3,11
Novembre	2,52
Décembre	1,93
Moyenne	3,47

Tableau III-10 : ET0 pour la station Meliana

Mois	Eto (mm/jour)
Janvier	1,28
Février	1,72
Mars	2,74
Avril	3,57
Mai	4,83
Juin	6,60
Juillet	7,41
Août	6,78
Septembre	4,83
Octobre	3,14
Novembre	1,88
Décembre	1,25
Moyenne	3,84

7. Les besoins en eau des cultures

On définit les besoins en eau des cultures (ETc) comme étant la hauteur d'eau (ou la quantité d'eau) nécessaire pour contrebalancer les pertes en eau par évapotranspiration. En d'autre

terme, il s'agit de la quantité d'eau dont ont besoin les différentes cultures pour croître d'une façon optimale.

ETc est calculé selon l'équation suivante :

$$ETc = Kc \times ETo \quad (III.6)$$

Tel que : ETc : est l'évapotranspiration de la culture, ETo : est l'évapotranspiration de référence et Kc : le coefficient cultural.

Le coefficient cultural est influé par plusieurs facteurs notamment la phase de croissance de chaque culture.

7.1. Les besoins en eau d'irrigation pour chaque culture

Les besoins nets d'irrigation sont déterminés par la relation suivante :

$$In = ETc - Peff \quad (III.7)$$

Tel que : In : besoins nets d'irrigation et Peff : pluie efficace.

La pluie efficace est la fraction de pluie qui réellement contribue à l'alimentation de la plante. Du fait que les précipitations subissent diverses sortes de pertes en plus aux variabilités interannuelles surtout en intensité.

7.2. Calcul de la pluie efficace

Le calcul des pertes par ruissellement ou par percolation peut être effectué en choisissant une méthode donnée par CROPWAT. Nous présenterons ci après la formule utilisée pour le calcul de la pluie efficace.

7.2.1. La méthode USDA-SCS

Les précipitations efficaces peuvent être calculées par les formules recommandées par l'United States Département of Agriculture – Soil conservation service :

$$Peff = Ptot * (1 - 0,2 Ptot/125) \quad \text{pour } Ptot < 250 \text{ mm et} \quad (III.8)$$

$$Peff = 125 + 0,1 Ptot \quad \text{pour } Ptot > 250 \text{ mm.} \quad (III.9)$$

En utilisant cette méthode, nous calculerons les pluies effectives pour les stations de Chlef, Tenes et Meliana. Les résultats sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau III-11 : Calcul de la pluie effective pour la station de Chlef

Mois	Pluie (mm)	Pluie eff. (mm)
janvier	42,00	39,20
février	52,00	47,70
Mars	35,00	33,00

Avril	41,00	38,30
Mai	34,00	32,20
Juin	6,00	5,90
Juillet	2,00	2,00
Août	6,00	5,90
septembre	20,00	19,40
octobre	37,00	34,80
novembre	55,00	50,20
décembre	55,00	50,20
Total	385,00	358,70

Tableau III-12 : Calcul d la pluie effective pour la station de Tenes

Mois	pluie (mm)	Pluie eff. (mm)
Janvier	52,00	47,70
Février	49,00	45,20
Mars	33,00	31,30
Avril	41,00	38,30
Mai	33,00	31,30
Juin	3,00	3,00
Juillet	2,00	2,00
Août	2,00	2,00
Septembre	21,00	20,3
Octobre	37,00	34,80
Novembre	88,00	75,60
Décembre	66,00	59,00
Total	427,00	390,40

Tableau III-13 calcul de la pluie effective pour la station de Meliana

mois	pluie (mm)	Pluie eff. (mm)
janvier	107,00	88,70
février	97,00	81,90
Mars	85,00	73,40
Avril	62,00	55,80
Mai	50,00	46,00
Juin	11,00	10,80
juillet	4,00	4,00
Août	8,00	7,90
septembre	30,00	28,60
octobre	59,00	53,40
novembre	98,00	82,60
décembre	112,00	91,90
Total	723,00	625,10

8. Calcul des besoins des cultures pour les PMH de Chlef

Pour le calcul des besoins des cultures des communes concernées par le projet, nous utiliserons les données de la station de Chlef pour les communes de Breira et Zebboudja et les données de la station de Tenes pour les besoins de la commune Beni Haoua.

Tableau III-14 : Répartition des surfaces par type de culture

Communes	Superficie (ha)		
	Cult. Maraichères	Arboriculture	Total
Beni Haoua	295	44	339
El Breira	299	12	311
Zebboudja	35	30	65

8.1. Calcul des besoins en eau destinée à l'irrigation, wilaya de Chlef

Dans ce qui suit, nous calculerons les besoins en eau de chaque culture et dans chaque ville. Dans notre projet, on devra le faire pour l'arboriculture et les cultures maraichères pour les 3 communes.

9. Récapitulatif des besoins en eau destinée à l'irrigation pour la wilaya de Chlef

Les besoins en eau destinée à l'irrigation pour la wilaya de Chlef sont représentés dans le tableau qui suit.

Tableau III-15 : Recapitulatif des besoins en eau destinée à l'irrigation pour Zebboudja, Beni Haoua et Breira

Agglomération	Besoins Annuel (m ³)
Zebboudja	436482,10
Beni Haoua	1085129,09
Breira	1879938,79
Total	3401549,98

Le besoin total pour l'irrigation pour les communes de Zebboudja, Beni Haoua et Breira s'élève à plus de 3,4 Hm³ par an.

10. Calcul des besoins en eau destinée à l'irrigation, PMH Damous

Selon le PNE, les PMH de Damous dispose de deux types de cultures, les maraichages, l'arbo et viticulture.

Le volume total nécessaire pour l'alimentation des PMH de Damous s'élève à plus de 2,4 Hm³ par an.

11. Conclusion

En conclusion, les wilayas de Tipaza, Chlef et Ain Defla souffriront d'un déficit important en eau potable une fois les eaux de forages actuellement utilisées pour l'AEP seront redirigées vers l'irrigation,

Le barrage de Keff Eddir est destiné à palier ce déficit, pour l'horizon futur que ce soit pour l'alimentation domestique ou pour satisfaire les besoins touristiques futur des villes concernées.

chapitre IV : *Le Choix des variantes*

1. **Introduction :**

Avant la réalisation de tout transfert, on doit d'abord s'intéresser à la manière dont nous allons s'y prendre pour y parvenir, c'est-à-dire trouver le moyen le plus sûr et le plus satisfaisant techniquement, c'est-à-dire en terme de volume, de débit et de vitesse, tout en gardant un esprit économique c'est-à-dire à un coût moindre.

On doit donc trouver un optimum entre technique et coût, c'est ce qu'on appelle le choix des variantes.

La variante est le chemin suivi pour faire parvenir la ressource du barrage au point souhaité.

On doit comparer plusieurs variantes afin de trouver notre variante optimale.

2. **Types de transfert**

Un transfert d'eau consiste à user de la technique la plus appropriée pour transporter l'eau de sa source jusqu'aux lieux de demande à travers un réseau de conduites ou d'ouvrages.

On distingue deux types de transfert en fonction du type d'écoulement : [Dupont, 1979].

- **Transfert à écoulement gravitaire :** Dans une adduction gravitaire, le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte de l'agglomération. L'adduction gravitaire s'effectue, soit par aqueduc, soit par conduite forcée. Avec les aqueducs, il est fait appel à l'écoulement libre de l'eau, c'est-à-dire sans pression, grâce à la pente, ordinairement uniforme sur tout le parcours, que l'on aura étudiée pour pouvoir transiter le débit voulu. Avec les conduites forcées, il est fait appel à l'écoulement sous pression. Or, pour l'écoulement d'un même débit, les pertes de charge seront plus importantes dans une conduite forcée que dans un aqueduc à faible pente présentant le même diamètre, quand le plan d'eau correspond au passage du débit maximal.
- **Transfert par refoulement :** Dans une adduction par refoulement, le captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation. L'écoulement s'effectue à pleine section en utilisant un système de pompage fournissant l'énergie nécessaire à l'élévation de l'eau et vaincre les pertes de charge. L'écoulement en charge entraîne des pertes de charge non négligeables.
- Un transfert mixte peut facilement être envisagé suivant la nature des terrains et de la topographie traversée.

3. 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.

Afin de définir les variantes les plus technico-économiques, il est essentiel d'appuyer nos choix et méthodes de tracé sur des critères définissant la bonne conduite à avoir lors de la conception et la projection du tracé [Dupont, 1979 ; Godart, 2000 ; ESHA, 2005]:

3.1. Critères techniques

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 déboitement 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 des ouvriers.
- Chercher à couper les courbes de niveau aux sections les moins accentuées.

3.2. Critères économiques

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 bélière ...).
- Eviter les terrains rocheux et zones instables nécessitant des frais de pose plus importants.

4. Les variantes

Le choix des tracés est d'une importance capitale dans tout projet d'adduction en eau potable du fait que ces tracés conditionnent les installations à mettre en place pour le bon fonctionnement de notre réseau ainsi que le type d'adduction.

Nous présenterons ci après deux variantes.

Il existe dans les deux variantes des tronçons en commun, nous commencerons par présenter ceux là.

Les agglomérations à alimenter étant éloignées les unes des autres, il est impossible de mettre en place une seule conduite pour les alimenter. De ce fait, on propose d'alimenter chaque ville ou un groupement distinct de villes par une conduite.

4.1. Partie commune

Conduite 1 : reliant le barrage de Kef Eddir à la ville de Damous sera la conduite principale pour la partie nord du projet, le tracé de cette conduite suivra la W4.

La côte du barrage est aux alentours de 48 m, le point le plus haut de la ville de Damous est à 228 m.

Conduite 2 : Cette conduite relie la ville de Damous à la ville de Cherchell .La conduite passera par : Larhat, Gouraya, Messelmoun, Hadjret Ennous, Sidi Ghiles et finalement Cherchell, le tracé de la conduite suivra la N11.

Conduite 3 : Reliant la ville de Damous à la ville de Oued Goussine en passant par Béni Haoua suivra elle aussi la N11.

Conduite 4 : Elle relie le barrage de Kef Eddir à Béni Melleuk (632m), au départ on suivra une des routes secondaires existantes, pour la deuxième partie du tracé on suivra la W3.

4.2. Variante1

Conduite 6 : cette conduite prendra la direction sud via une route de wilaya, à l'intersection avec la W4, on aura deux conduites, la première continuera vers le sud pour l'alimentation d'El Abadia et Ain Bouyahia par la suite via la W3.

La deuxième prendra la direction nord pour alimenta Breira en passant par Tachta.



Figure IV-1 : Tracé de la variante 1 (image Google earth)

4.3. Variante 2 :

Conduite 5 : cette conduite est au départ de l'alimentation de toute la partie sud et sud ouest.

La première ville à alimentée est Breira(234m), pour y parvenir, on suivra les routes secondaires pour la plus grande partie du tracé avant d'utiliser la W4.

La conduite suivra à nouveau les routes secondaires jusqu'à l'intersection avec la W4 où elle suivra cette dernière pour alimenter la ville d'El Abadia en passant par Tachta. Arrivée à El Abadia, le tracé prendra la direction de la W3 pour alimenter Ain Bouyahia.



Figure IV-2 : Tracé de la variante 2 (image Google earth)

4.4. Tracé irrigation

Pour l'irrigation des PMH de Damous et Beni Haoua, le tracé sera le même que celui de la conduite pour l'eau potable.

Pour les PMH de Breira et Zebboudja, la conduite prendra le même chemin que celle destinée à l'AEP jusqu'à l'entrée de Breira pour suivre après la W4 jusqu'aux PMH de Breira. A partir de là, la conduite continuera sur les routes secondaires jusqu'aux PMH de Zebboudja.



Figure IV-3 Tracé de la conduite pour l'eau brute (image Google earth)

5. Conclusion

Pour la partie nord du projet, nous disposons d'un seul tracé pour relier le barrage, Cherchell et Oued Goussine en passant par les villes se situant sur le trajet.

Pour la partie sud, nous disposons deux variantes, la première rallie Breira en passant auparavant par Beni Melleuk, le point P1 qui constitue un point de séparation et la ville de Tachta. La deuxième variante alimente Beni Melleuk séparément des autres, alors qu'elle dessert les autres villes en allant du nord au sud: Breira, Tachta, El Abadia et finalement Ain Bouyahia.

Le choix de la variante reposera sur une étude technico-économique qui sera effectuée après le dimensionnement des conduites.

chapitre V : *Calcul et dimensionnement des réservoirs*

1. **Introduction**

Un réservoir est un ouvrage hydraulique qu'on retrouve très fréquemment entre les ouvrages de captage et d'adduction d'eau, sa présence à une double fonction :

En premier lieu, un réservoir permet de rendre optimal le débit de fonctionnement des installations situées en amont de lui, que ce soit dans le cadre d'une adduction permanente ou intermittente. En outre, il constituera une assurance contre les éventuelles indisponibilités des ressources ou bien contre un arrêt inattendu des équipements d'adduction. Il pourra donc alimenter les consommateurs pendant un certain temps en cas de coupure électrique par exemple, ou bien le temps de réparer une conduite.

Il est à préconiser dans la plupart des cas, notamment pour les avantages suivants :

Régularité dans la fonction de pompage, c'est-à-dire les pompes refoulent à une hauteur constante à un débit constant.

Simplification de l'exploitation.

Régularité de la pression.

2. **Types de réservoirs**

2.1. **Réservoir de stockage d'eau potable :**

C'est le réservoir habituel qu'on met pratiquement dans chaque agglomération pour assurer l'alimentation en eau potable de cette ville.

2.2. **Réservoir de mise en charge**

Les réservoirs de mise en charge sont des réservoirs placés sur les points hauts du tracé, généralement alimentés par refoulement, dont le but est d'alimenter gravitairement une grande partie du réseau d'adduction situé à l'aval.

2.3. **Réservoir brise charge**

Le principe de dimensionnement des brise-charge est identique à celui des réservoirs de mise en charge.

2.4. **Bâche de reprise**

Les bâches de reprise sont des réservoirs qui servent à l'alimentation directe en eau des stations de pompage.

3. **Emplacement du réservoir**

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème. On doit toujours tenir compte des considérations suivantes :

Pour des raisons d'économie, il est préférable que le remplissage du réservoir se fasse par gravité, ce qui implique qu'on puisse le placer à un niveau bas par rapport à la prise d'eau.

L'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité, le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération

Les avantages des réservoirs tampons réside dans le fait :

Une simplification de l'exploitation ;

Sollicitation régulière des points d'eau ;

Régularisation de la pression dans le réservoir de distribution.

D'après la situation des lieux, ils peuvent être : enterré, semi-enterré, surélevé. Ils peuvent être métalliques, en maçonnerie ou bien en béton armé (ordinaire ou précontraint).

4. **Matérialisation de la réserve d'incendie**

Pour conserver sûrement une réserve permettant de lutter contre un incendie, il faut en interdire matériellement l'utilisation en service normal et la rendre accessible par la manœuvre d'une vanne spéciale en cas de nécessité.

Le système qui pourra être utilisé est une disposition spéciale de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement, une fois le niveau de la réserve d'incendie atteint.

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

En cas de sinistre, il suffit d'ouvrir la vanne 3 tout en restant imprenable, la tranche d'eau consistant la réserve se trouve ainsi constamment renouvelée.

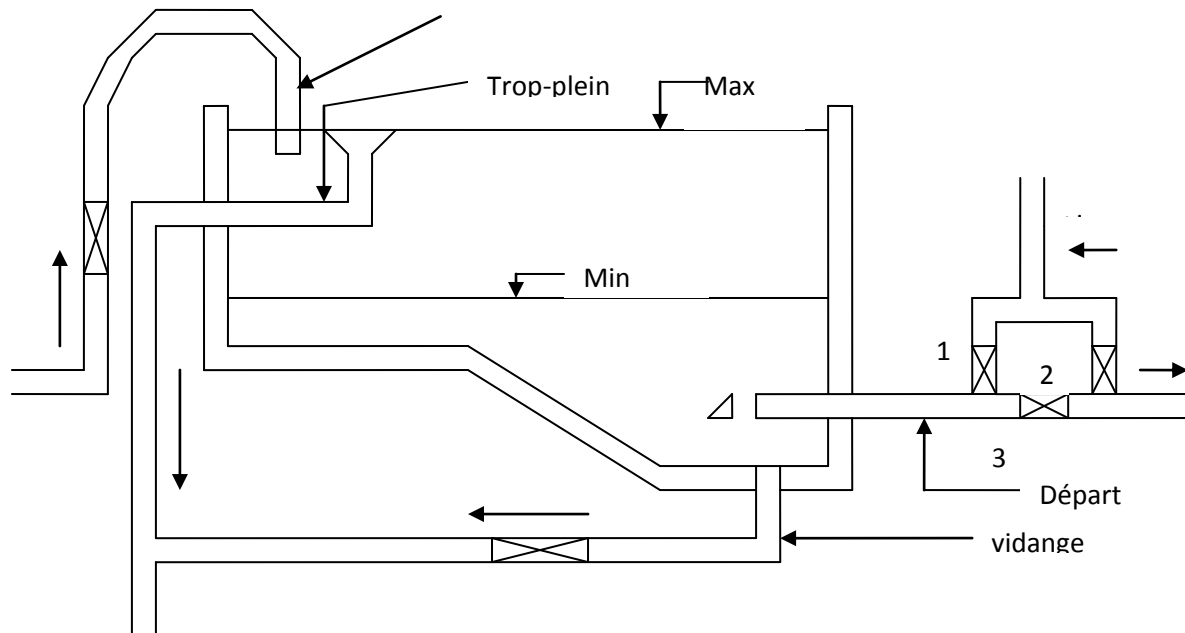


Figure V-1 : Matérialisation de la réserve d'incendie

5. Dimensionnement des réservoirs

Lors de ce projet, les réservoirs déjà utilisés le resteront, voir même en réhabiliter les anciens, et ne projeter de nouveaux qu'en dernier recours pour des raisons économiques.

Etant donné que nous avons séparé les conduites destinées à l'irrigation et celles destinées à l'AEP les réservoirs seront utilisés uniquement pour stocker l'eau destinée à l'alimentation en eau potable.

6. Méthode de dimensionnement

Pour chaque ville nous suivrons la même méthode pour le dimensionnement des réservoirs, il se fera en utilisant la méthode graphique qui stipule que le volume du réservoir V_R est égale à la différence maximale horaire entre l'apport cumulé et la consommation cumulée. Lorsque l'apport cumulé est supérieur à la consommation cumulée appelée ΔV_+ à qui s'ajoute la différence maximale horaire entre l'apport cumulé et la consommation cumulée lorsque l'apport cumulé est inférieur à la consommation cumulée appelée ΔV_- en valeur absolue. Par la suite, il faut ajouter le volume réservé au débit d'incendie V_I .

$$\text{Donc, } V_R = V_{max} + V_I \quad \text{où } V_{max} = \Delta V_+ + |\Delta V_-| \quad (V.1)$$

Pour le calcul de la consommation horaire, l'apport sera multiplié par un coefficient horaire, ces coefficients varient en fonction de l'importance de la ville suivant la relation suivante :

$$\text{Consommation horaire} = \frac{D_h * C_h * 20}{100} \quad (V.2)$$

Les étapes de calcul sont représentées dans l'annexe II , et ce pour chacune des villes selon l'ordre suivant : Damous, Larhat, Beni Melleuk, Gouraya, Messelmoun, Hadjret Ennous, Sidi Ghiles, Cherchell, Beni Haoua, Oued Goussine, Breira, Tachta, El Abadia et finalement Ain Bouyahia.

Le tableau ci-dessous récapitule les Vmax calculés pour chaque ville, le volume réservé au débit d'incendie, la capacité des réservoirs déjà présents et finalement le volume des réservoirs projetés quand la capacité actuelle ne suffit pas.

Tableau V-1 : Récapitulatif des capacités disponibles et manquantes dans les villes

Ville	Vmax (m3)	volume d'incendie (m3)	volume nécessaire (m3)	volume disponible (m3)	volume manquant (m3)
Damous	1906,20	120,00	2026,20	1551,00	475,20
Larhat	491,40	120,00	611,40	1800,00	0,00
Beni Melleuk	487,80	120,00	607,80	976,00	0,00
Messelmoun	799,63	120,00	919,63	1750,00	0,00
Hadjret Ennous	274,18	120,00	394,18	Inconnu	394,18
Sidi Ghiles	972,00	120,00	1092,00	Inconnu	1092,00
Gouraya	2685,27	120,00	2805,27	4325,00	0,00
Cherchell	3491,64	120,00	3611,64	Inconnu	3611,64
Tachta	1355,40	120,00	1475,40	900,00	575,40
Ain bouyahia	970,20	120,00	1090,20	1800,00	0,00
Abadia	1383,10	120,00	1503,10	5900,00	0,00
Beni Haoua	2086,20	120,00	2206,20	1450,00	756,20
Oued Goussine	473,74	120,00	593,74	1000,00	0,00
Breira	595,80	120,00	715,80	500,00	215,80

7. Conclusion

Après le calcul de la capacité de stockage nécessaire pour chaque ville et en la comparant avec les volumes disponible, la mise en place de réservoirs supplémentaire s'impose pour les villes suivante : Pour les villes de Damous et Hadjret Ennous un volume de 500 m³ est nécessaire, pour Béni Haoua il sera de 1000 m³ et sera respectivement de 600 et 250 pour Tachta et Breira.

Le fait que le volume de stockage disponible pour les communes de Hadjret Ennous, Cherchell et Sidi Ghiles soit inconnu, ne nous permet pas d'estimer le volume manquant réel.

chapitre VI : *Dimensionnement des conduites*

Ce chapitre traitera du dimensionnement des conduites et des différentes installations mises en place pour les deux variantes dans la perspective de les comparer.

Nous présenterons les lois régissant les écoulements et les phénomènes hydrauliques se produisant lors d'un transfert. Par la suite, on aura à positionner les ouvrages sur le long du tracé.

Le choix du diamètre se fera en prenant en considération les conditions technique et économique pour chaque tronçons.

1. Lois de dimensionnement

Le dimensionnement se traduit par la détermination d'un diamètre D pour un débit Q , connu.

$$Q = V S \rightarrow D = \sqrt{\frac{4*Q}{\pi*V}} \quad (\text{m}) \quad (\text{VI.1})$$

D étant le diamètre de la conduite (m),

V étant la vitesse d'écoulement (m/s).

Le choix d'une vitesse acceptable dépend de plusieurs paramètres tels que :

Le risque de coup de bélier ;

Les différentes pertes de charge ;

La pression dans la conduite ;

La stagnation.

1.1. Les pertes de charge linéaires

L'écoulement en charge est régi par la formule Darcy-Weisbach

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

Où, λ : Coefficient de perte de charge et g : accélération de la pesanteur (m/s^2).

Pour le calcul du coefficient de perte de charge, plusieurs travaux tant théoriques (Blasius, Karman, Prandtl, Nikuradzé en sont les auteurs les plus connus) ont permis d'établir des abaques donnant λ en fonction du nombre de Reynolds. L'abaque le plus utilisé est celui de Moody, qui est paramétré en rugosité relative, Colbrook a proposé une corrélation pour calculer le coefficient de perte de charge, correspond sensiblement aux données de l'abaque de Moody pour l'écoulement turbulent. La formule de Colbrook est actuellement considérée

comme celle qui traduit le mieux les phénomènes d'écoulement en régime turbulent. Elle est présentée sous la forme suivante :

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

Où, k est la rugosité absolue de la conduite, pour des conduites en acier on prend $k=0.001$ m.

$$Re = \frac{v D}{\nu} \quad (\text{VI.4})$$

Re : nombre de Reynolds.

ν : viscosité cinématique de l'eau, pour $T=20^\circ\text{C}$, $\nu=10^{-6}$ m²/s.

L'application de cette formule implicite impose de procéder par itération.

Nous commencerons par une première approximation du coefficient λ par la formule de

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

L'itération par essais successif permet la résolution de cette équation dont la variable λ à déterminer est non explicite.

1.2. Pertes de charge singulière

Les pertes de charge singulières occasionnées le long d'une conduite sont estimées à 20% des pertes de charge linéaires.

La perte de charge totale (PDC) est donc égale à 120% des pertes de charge linéaire.

$$PDC = 1,2 * J * L \text{ (m)}. \quad (\text{VI.6})$$

2. Dimensionnement des conduites

Le dimensionnement d'une canalisation sous pression se fait en tenant compte [Dupont, 1979] :

- 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)

2.1. Par gravitation

Pour le dimensionnement des conduites dans les tronçons où l'écoulement se fait par gravité, la préoccupation principale est d'éviter à ce que le profil piézométrique coïncide avec le profil de la conduite, en effet la différence entre les deux doit être comprise entre 10 et 250 m.

Pour le choix du diamètre, nous commencerons par prendre une vitesse moyenne de 1m/s et en déduire le diamètre théorique correspondant, par la suite nous prendrons le diamètre

commercial le plus approchant et vérifier si celui ci vérifie toutes les conditions de vitesse et de pression.

2.2. Par refoulement

Lors d'un transfert par refoulement, le choix du diamètre de la conduite passe par une étude technico-économique où intervient le coût de l'investissement et le coût de l'énergie du aux stations de pompage.

L'augmentation du diamètre aura pour conséquence une augmentation du prix d'investissement du projet, mais ce diamètre engendre des pertes de charge moindres ce qui donnera une consommation d'énergie moins importante.

Pour le choix des différents diamètres à comparer, nous utiliserons les formules de Bonin et Bress.

$$D_1 = \sqrt{Q} \text{ et } D_2 = 1,5\sqrt{Q} \quad (\text{VI.7})$$

Q (m^3/s) ;

D_1 et D_2 (m).

2.2.1. Les Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sont calculés comme suit :

$$F_a = P_U * L * A_M \quad (\text{VI.8})$$

$$\text{avec } A_M = \frac{i}{(i+1)^n} + i \quad (\text{VI.9})$$

A_M est l'amortissement annuel ; i est le taux d'annuité ; n le nombre d'année d'amortissement.

P_U est le prix unitaire de la conduite (Da/ml) ; L est la longueur de la conduite (m)

2.2.2. Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont calculés en passant par le calcul de la puissance (P) absorbée par la pompe en Watt (kW), puis le calcul de l'énergie consommée.

$$P = \frac{\rho g H_{mt} Q}{\eta} \text{ (KW)} \quad (\text{VI.10})$$

Q : Debit (m^3/s)

g : accélération de la pesanteur (m/s^2)

ρ : La masse volumique de l'eau (kg/m^3) ; H_{mt} : la hauteur manométrique totale (m) et η le rendement de la pompe (%).

$$E = t * 365 * P \quad (\text{VI.11})$$

E : l'énergie consommée par an (kWh).

t : nombre d'heures de pompage par jour.

$$Fe = E \times e \text{ (DA)} \quad \text{(VI.12)}$$

e : le prix du kWh (DA).

$$H_{mt} = H_g + PDC \quad \text{(VI.13)}$$

H_g est la hauteur géométrique (m), PDC : perte de charge totale (m), H_{mt} la hauteur manométrique totale (m).

2.2.3. Le coût global

Le coût global est la somme des frais d'amortissement et ceux de l'exploitation.

$$C_g = F_a + F_e \text{ (DA)} \quad \text{(VI.14)}$$

3. Dimensionnement des conduites destinées à l'eau potable

Le dimensionnement se fera suivant les paramètres économiques et techniques détaillés dans les tableaux suivants :

Tableau VI-1 : Débits passants par les différentes conduites pour la variante 1

Tronçon	débit dans les conduites (L/s)
barrage Damous	871
Damous Larhat	625
Larhat Gouraya	598
Gouraya Messelmoun	394
Messeloum Hadjret Ennous	333
Hadjret Ennous-- Sidi Ghiles	319
Sidi Ghiles Cherchell	265
Damous Beni Haoua	139
Beni Haoua -Oued Goussine	24
Barrage Beni Melleuk	324
Beni Melleuk-P1	297
P1-Tachta	108
Tachta-Breira	33
P1-El Abadia	189
El Abadia-Ain Bouyahia	50

Tableau VI-2 : Débit passant par les différentes conduites pour la variante 2

Tronçon	débit dans les conduites (L/s)
barrage Damous	871
Damous Larhat	625
Larhat Gouraya	598
Gouraya Messelmoun	394
Messeloum Hadjret Ennous	333
Hadjret Ennous Sidi Ghiles	319
Sidi Ghiles Cherchell	265
Damous Beni Haoua	139
Beni Haoua -Oued Goussine	24
barrage Beni Melleuk	27
barrage Breira	297
Breira-Tachta	264
Tachta El Abadia	189
El Abadia-Ain Bouyahia	50

Tableau VI-3 : Paramètres économique

année amortissement	27
taux annuité	8%
Prix énergie (DA/kWh)	4,179

Nous présenterons ci après, les résultats technico-économique obtenus pour les différents tronçons des deux variantes. Les détails des calculs sont dans l'annexe III.

3.1. Tronçons en commun aux deux variantes

Cette partie concernera les conduites qui alimentent la partie nord de notre projet, c'est-à-dire le transfert entre le barrage et Damous puis les conduites reliant Damous à Cherchell et Damous à Oued Goussine.

3.1.1. Barrage vers Damous

Le transfert entre le barrage et Damous se fera par refoulement, la comparaison se fera entre le diamètre $D = 1000\text{mm}$ et $D = 1200\text{ mm}$. Du fait qu'on ne dispose pas de pompe suffisamment puissante pour refouler le débit, nous utiliserons deux pompes en parallèle dans chacune des stations de pompage.

Tronçon : L=0 m à L1=780m

Tableau VI-4 : Comparatif technique pour le tronçon Barrage -L1 (barrage-Damous)

Q (L/s)	D (mm)	Vitesse (m/s)	λ	PDC (m)	Hg (m)	Hmt (m)
871	1000	1,11	0,019915999	1,17	43,00	44,17
871	1200	0,77	0,019159203	0,54	43,00	43,54

La Hmt entre calculée pour les deux diamètres est quasiment identique, nous ne prendrons que le diamètre 1000 mm car il est le moins chère.

Tableau VI-5 : Coût d'exploitation, tronçon barrage- L1 (barrage Damous)

	Hp (m)	Q (L/s)	rendement (%)	P (kW)	Energie absorbée (kWh)	Prix unitaire énergie (DA)	Coût exploitation (DA)
SP1-- sommet	81,80	871	83,8	834,06	6088626,14	4,179	25444368,62

✓ Tronçon : L1=780 m à L2=9577m

Tableau VI-6 : Paramètres techniques pour le tronçon L1-L2 (barrage-Damous)

Tronçon	Q (L/s)	D (mm)	Vitesse (m/s)	λ	PDC (m)	côte départ (m)	côte arrivé (m)	Longueur (m)	pression conduite (m)	Charge piézométrique (m)
L=780- L=9577	871	1000	1,11	0,019915999	11,00	128,63	105,00	8797,0	115,42	10,42

✓ Tronçon L2= 9577 m à L3=10798,1 m (Damous)

Tableau VI-7 : Paramètres techniques pour le tronçon L2 -L3 (barrage-Damous)

Q (L/s)	D (mm)	Vitesse (m/s)	λ	PDC (m)	Hg (m)	Hmt (m)
871	1000	1,11	0,019915999	2,08	153,00	155,08

Tableau VI-8 : Coût d'exploitation pour le tronçon L2- L3 (barrage Damous)

	Hp (m)	Q (L/s)	rendement (%)	P (kW)	Energie absorbée (kWh)	Prix unitaire énergie (DA)	Coût exploitation (DA)
SP2-- SP3	132,00	871	86,0	1303,90	9518485,36	4,179	39777750,32
SP3-res	52,60	871	80,0	561,80	4101151,19	4,179	17138710,81
							5691646,13

Tableau VI-9 : Coût d'amortissement pour le tronçon Barrage-Damous

D (mm)	P.U (DA/ml)	Longueur (m)	N	i	Am	Coût amortissement (DA)
1000	40370,00	10798,0	27	0,08	0,091448	39863578,70

Le prix total pour le tronçon entre le barrage et Damous s'élève à : 122224408,45 DA

3.1.2. Damous vers Cherchell

L'écoulement se fera de façon gravitaire jusqu'au point S1 (L=50351 m à partir de Damous) situé entre Sidi Ghiles et Cherchell.

Tableau VI-10 : Paramètres techniques pour le tronçon Damous -S1(Damous-Cherchell)

Tronçon	Q (L/s)	D (mm)	Vitesse (m/s)	λ	PDC (m)	côte départ (m)	côte arrivé (m)	Longueur (m)	pression conduite (m)	Charge piézométrique (m)
Damous Larhat	625	800	1,24	0,021026497	24,62	258,00	105,00	9899,0	128,38	233,38
Larhat Gouraya	598	800	1,19	0,021039034	22,54	233,38	120,00	9901,0	90,84	210,84
Gouraya Messelmoun	394	700	1,02	0,021819508	20,08	210,84	102,00	10050,0	88,76	190,76
Messelmoun Hadjret Ennous	333	600	1,17	0,022666013	19,65	190,76	67,00	6150,0	104,11	171,11
Hedjret Ennous Sidi Ghiles	319	600	1,12	0,022680282	20,73	171,11	54,00	7050,0	96,38	150,38
Sidi Ghiles S1	265	500	1,35	0,023746895	38,40	150,38	101,60	7301,0	10,38	111,98

✓ nous positionnerons notre station de pompage au point S1, cette station permettra l'arrivée de l'eau jusqu'au réservoir de Cherchell.

A partir du point S1 jusqu'au réservoir de Cherchell le transfert se fera par refoulement, la comparaison sera faite entre trois diamètres.

Tableau VI-11 : Comparatif technique pour le tronçon S1 Cherchell (Damous-Cherchell)

Q (L/s)	D (mm)	Vitesse (m/s)	λ	PDC (m)	Hg (m)	Hmt (m)
265	400	2,10	0,025109906	25,42	156,40	181,82
265	500	1,35	0,023746895	7,88	156,40	164,28
265	600	0,93	0,022750927	3,03	156,40	159,43

Tableau VI-12 : Coût d'exploitation pour D400,500,600 pour le tronçon S1-Cherchell (Damous-Cherchell)

D (mm)	Hp (m)	Q (L/s)	rendement (%)	P (kW)	Energie absorbée (kWh)	Prix unitaire énergie (DA)	Coût exploitation (DA)
400	184,00	265	78,7	607,80	4436912,17	4,179	18541855,97
500	170,00	265	79,2	558,01	4073441,48	4,179	17022911,93
600	167,00	265	79,0	549,55	4011687,74	4,179	16764843,07

Tableau VI-13 : Coût d'amortissement pour D400,500,600 pour le tronçon S1-Cherchell

D (mm)	P.U (DA/ml)	Longueur (m)	N	i	Am	Coût amortissement (DA)
400	7270,00	1489,0	27	0,08	0,091448	989927,34
500	10350,00	1489,0	27	0,08	0,091448	1409318,84
600	14300,00	1489,0	27	0,08	0,091448	1947174,83

Tableau VI-14 : Comparaison des Coût globaux pour D400,500,600 pour le tronçon S1-Cherchell (Damous-Cherchell)

D (mm)	Coût global (DA)
400	19531783,30
500	18432230,80
600	18712017,90

Par conséquent, le choix du diamètre 500 mm s'impose.

Tableau VI-15 : Coût global pour le tronçon Damous-Cherchell

Tronçon	D (mm)	P.U (DA/ml)	Longueur (m)	n	I	Am	Coût global(DA)
Damous Larhat	800	26315,00	9899,0	27	0,08	0,091448	23821489,30
Larhat Gouraya	800	26315,00	9901,0	27	0,08	0,091448	23826302,20
Gouraya Messelmoun	700	17950,00	10050,0	27	0,08	0,091448	16496990,60
Messelmoun Hadjret Ennous	600	14300,00	6150,0	27	0,08	0,091448	8042394,40
Hadjret Ennous-sidi Ghiles	600	14300,00	7050,0	27	0,08	0,091448	9219330,10
SG cherchell 1	500	10350,00	7301,0	27	0,08	0,091448	6910300,10
SG cherchell 2	500	10350,00	1489,0	27	0,08	0,091448	18432230,80
							106749037,50

Damous vers Oued Goussine

Le transfert entre Damous et Beni Haoua puis entre Beni Haoua et le point L=21611 m se fera par gravitation.

✓ Damous vers Beni Haoua

Tableau VI-16 : Paramètres techniques pour le tronçon Damous Béni Haoua

Q (L/s)	D (mm)	Vitesse (m/s)	λ	PDC (m)	Charge piézométrique départ (m)	côte arrivé (m)	Longueur (m)	Charge piézométrique arrivée (m)	pression conduite (m)
139	400	1,10	0,02531812	86,76	258,00	52,20	18200,0	171,24	119,04

✓ Beni Haoua --L1

Tableau VI-17 : Paramètres techniques Pour le tronçon Beni Haoua-L1 (Beni Haoua – Oued Goussine)

Q (L/s)	D (mm)	Vitesse m/s)	λ	PDC (m)	Charge piézométrique départ (m)	côte arrivé (m)	Longueur (m)	Charge piézométrique arrivée (m)	pression conduite (m)
24	200	0,75	0,03131492	20,36	171,24	141,40	3411,0	150,88	9,48

✓ Tronçon L1=21611m—L2=24100m

Cette partie se fera par refoulement

Tableau VI-18 : Paramètres techniques pour D150 et D200 pour le tronçon L1--L2 (Beni Haoua –Oued Goussine)

Q (L/s)	D (mm)	Vitesse (m/s)	λ	PDC (m)	Hg (m)	Hmt (m)
24	150	1,33	0,03382998	51,23	101,30	152,53
24	200	0,75	0,03131492	11,25	101,30	112,55

Tableau VI-19 : Coût d'exploitation pour D150 et D200 pour le tronçon L1--L2 (Beni Haoua –Oued Goussine)

D (mm)	Hp (m)	Q (L/s)	Rendement (%)	P (kW)	Energie absorbée (kWh)	Prix unitaire énergie (DA)	Coût Exploitation(DA)
150	162,00	24	78,7	47,45	346417,65	4,179	1447679,36
200	126,00	24	75,3	38,57	281601,72	4,179	1176813,57

Tableau VI-20 : Coût d'amortissement pour D150 et D200, tronçon L1--L2 (Beni Haoua –Oued Goussine)

D (mm)	P.U (DA/ml)	Longueur (m)	N	i	Am	Coût amortissement(DA)
150	2184,00	2489,0	27	0,08	0,091448	497109,13
200	2974,00	2489,0	27	0,08	0,091448	676924,25

Tableau VI-21 : Comparaison des coûts globaux pour D150 et D200 pour le tronçon L1--L2 (Beni Haoua –Oued Goussine)

D (mm)	Coût global (DA)
150	1944788,49
200	1853737,83

La charge piézométrique à l'arrivé est de 265,15 m et la pression à l'intérieur de la conduite est de 13,45 m.

✓ Tronçon 4 L2 = 24100m—Oued Goussine

Tableau VI-22 : Paramètres techniques pour le tronçon L2- Oued Goussine (Beni Haoua –Oued Goussine)

Q (L/s)	D (mm)	Vitesse (m/s)	λ	PDC (m)	Charge piézométrique départ (m)	côte arrivé (m)	Charge piézométrique arrivé (m)	pression conduite (m)
24	150	1,33	0,03382998	77,48	256,15	118,00	178,67	60,67

Tableau VI-23 : Coût global pour le tronçon Damous-- Oued Goussine

Tronçon	Diamètre (mm)	P.U (DA)	Longueur (m)	N	I	Am	Coût amortissement (DA)	Coût global
1	400	7270,00	18200,0	27	0,08	0,091448	12099850,67	12099850,67
2	200	2974,00	3411,0	27	0,08	0,091448	927677,22	927677,22
3	200	2974,00	2489,0	27	0,08	0,091448	676924,25	1853737,83
4	150	2182,00	3176,1	27	0,08	0,091448	633757,52	633757,52
								15515023,24

3.2. Conduites de la variante 1

Cette partie traitera tout d'abord la conduite entre le barrage et Béni Melleuk puis elle ralliera les villes d'El Abadia et Ain Bouyahiaen passant par le point P1 où on réalisera une bifurcation pour alimenter Tachta et Breira.

Transfert du barrage vers Beni Melleuk

Le transfert se fera en deux tronçon le premier par refoulement jusqu'à M1=8450 m, côte 758m puis par gravité jusqu'au réservoir de Beni Melleuk.

✓ Pour la première partie ne ferons la comparaison entre deux diamètres.

Tableau VI-24 : Paramètres techniques pour D600 , 700 pour le tronçon barrage M1(barrage Beni Melleuk)

Q (L/s)	Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)	λ	PDC (m)	Hg (m)	Hmt (m)
324	600	1,14	0,022683372	25,65	710,70	736,35
324	700	0,84	0,021964010	10,71	710,70	721,41

Pour D = 600 mm

Tableau VI-25 : Coût d'exploitation D600 pour le tronçon barrage M1 (barrage Beni Melleuk)

	Hp (m)	Q (L/s)	P (kW)	Energie (kWh)	Prix unitaire énergie	Coût exploitation
SP1--Sp2	159,00	324	607,42	4434153,01	4,179	18530325,40
SP2--SP3	159,00	324	607,42	4434153,01	4,179	18530325,40
SP3--SP4	159,00	324	607,42	4434153,01	4,179	18530325,40
SP4--SP5	159,00	324	607,42	4434153,01	4,179	18530325,40
SP5— Sommet	118,00	324	447,03	3263299,42	4,179	13637328,30
						87758630,10

Tableau VI-26 : Coût amortissement D600 pour le tronçon barrage M1(barrage Beni Melleuk)

D (mm)	P.U (DA/ml)	Longueur(m)	I	N	Am	Coût amortissement (DA)
600	14300,00	8450,0	0,08	27	0,091448	11050119,10

Pour D = 700 mm

Tableau VI-27 : Coût d'exploitation D700 pour le tronçon barrage M1 (barrage Beni Melleuk)

	Hp (m)	Q (L/s)	P (kW)	Energie (kWh)	Prix unitaire énergie	Coût exploitation (DA)
SP1--- SP2	159,00	324	601,63	4391922,98	4,179	18353846,20
SP2--SP3	159,00	324	601,63	4391922,98	4,179	18353846,20
SP3--SP4	159,00	324	601,63	4391922,98	4,179	18353846,20
SP4--SP5	159,00	324	601,63	4391922,98	4,179	18353846,20
SP5--SP6	105,00	324	397,30	2900326,50	4,179	12120464,40
						85535849,10

Tableau VI-28 : Coût amortissement D700 pour le tronçon barrage M1 (barrage Beni Melleuk)

D (mm)	P.U (DA/ml)	Longueur(m)	I	N	Am	Coût amortissement (DA)
700	17950,00	8450,0	0,08	27	0,091448	13870604,00

Tableau VI-29 : Comparaison des coûts globaux pour le tronçon barrage M1(barrage Beni Melleuk)

Diamètre (mm)	Coût global (DA)
600	98808749,20
700	99406453,10

Après l'étude comparative le choix se pose sur D = 600mm.

✓ Tronçon 2

Tableau VI-30 : Paramètres technique pour tronçon M1—Beni Melleuk (barrage Beni Melleuk)

Q (L/s)	D (mm)	Vitesse (m/s)	λ	PDC (m)	Charge piézométrique départ (m)	côte arrivé (m)	Charge piézométrique arrivée (m)	Pression conduite (m)
324	600	1,14	0,02268337	13,40	776,35	703,00	714,95	59,95

Tableau VI-31 : Coût amortissement pour le tronçon M1 Beni Melleuk (barrage Beni Melleuk)

D (m)	P.U (DA/ml)	Longueur(m)	i	n	Am	Coût amortissement (DA)
600	14300,00	4413,6	0,08	27	0,091448	5771692,97

Prix total du transfert entre le barrage et Beni Mellouk s'élève à : 104580442,17 DA

Beni Melleuk vers Ain Bouyahia

Cette partie du transfert se fera entièrement par gravité

Tableau VI-32 : Paramètres techniques pour le tronçon Beni Melleuk -Ain Bouyahia

Tronçon	Q (L/s)	D (mm)	Vitesse (m/s)	λ	PDC (m)	Charge piézométrique départ (m)	côte arrivé (m)	Charge piézométrique arrivée (m)	Pression conduite (m)
Beni Melleuk-F1=9050	297	600	1,05	0,02270595	23,11	703,00	600,60	679,89	79,29
F1=9050---F2=18300	297	600	1,05	0,02270595	23,62	679,89	585,91	656,27	70,36
F2=18300—F3=23200(P1)	297	600	1,05	0,02270595	12,51	656,27	437,78	643,76	205,98
F3= 23200—F4=23400	189	500	0,96	0,0238763	0,54	618,16	446,00	617,62	171,62
F4=23400---F5=29770,35	189	500	0,96	0,0238763	17,17	617,62	297,00	600,45	303,45
El abadia Ain Bouyahia	50	300	0,71	0,02775292	31,91	397,00	344,00	365,09	21,09

Tableau VI-33 : Coût d'amortissement pour le tronçon Beni Melleuk- Ain Bouyahia

Tronçon	D (mm)	P.U (DA/ml)	Longueur(m)	i	n	Am	Coût amortissement (DA)
Beni Melleuk--P1	600	14300,00	23200,0	27	0,08	0,091448	30338788,50
P1-- El abadia	500	10350,00	6570,4	27	0,08	0,091448	6218749,50
El abadia Ain bouyahia	300	5150,00	11092,3	27	0,08	0,091448	5223998,50
							41781536,5

Entre le point P1 et Breira

✓ Tronçon P1=0m---L1=4523m

Tableau VI-34 : Paramètres techniques pour le tronçon P1-L1 (P1--Breira)

Q (L/s)	D (mm)	Vitesse (m/s)	λ	PDC (m)	Charge piézométrique départ (m)	côte arrivé (m)	Charge piézométrique arrivée (m)	Pression conduite (m)
108	350	1,13	0,026278822	26,40	643,76	607,00	617,36	10,36

✓ L1=4523m—L2=4700m (Tachta) refoulement

Tableau VI-35 : Paramètres technique Pour D300,350,400 pour le tronçon L1-L2 (P1--Breira)

Q (L/s)	Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)	λ	PDC (m)	Hg (m)	Hmt (m)
108	300	1,53	0,02733283	2,32	59,63	61,95
108	350	1,12	0,026278822	1,03	59,63	60,66
108	400	0,86	0,025442263	0,51	59,63	60,14

Tableau VI-36 : Coût d'exploitation pour D300,350,400 pour le tronçon L1-L2(P1--Breira)

D (mm)	Hp (m)	Q (L/s)	Rendement (%)	P (kW)	Energie (kWh)	Prix unitaire énergie	Coût exploitation (DA)
300	72,70	108	72,2	107,05	781444,39	4,179	3265656,10
350	72,70	108	72,2	107,05	781444,39	4,179	3265656,10
400	72,70	108	72,2	107,05	781444,39	4,179	3265656,10

Tableau VI-37 : Coût d'amortissement pour D300,350,400 pour le tronçon L1-L2 (P1--Breira)

D (mm)	P.U (DA/ml)	Longueur(m)	n	i	Am	Coût amortissement (DA)
300	5150,00	177,0	27	0,08	0,091448	83359,40
350	6300,00	177,0	27	0,08	0,091448	101973,70
400	7270,00	177,0	27	0,08	0,091448	117674,40

Tableau VI-38 : Comparaison des coûts globaux pour D300,350,400 pour le tronçon L1-L2(P1--Breira)

D (mm)	Coût global Tronçon (DA)
300	3349015,52
350	3367629,76
400	3383330,47

La charge piézométrique à l'arrivé est de 677,35m et la pression à l'intérieur de la conduite est de 10,75 m.

✓ Tronçon L2=4700m—L3=6900 m

Tableau VI-39 : Paramètres techniques pour le tronçon L2-L3 (P1--Breira)

Q (L/s)	D (mm)	Vitesse (m/s)	λ	PDC (m)	Charge piézométrique départ (m)	côte arrivé (m)	Charge piézométrique arrivée (m)	Pression conduite (m)
33	200	1,05	0,031045399	23,19	677,35	643,00	654,16	11,16

✓ L3=6900 m—L4=9500 m

Tableau VI-40 : Paramètres techniques pour D200,250 pour le tronçon L3-L4 (P1--Breira)

Q (L/s)	Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)	λ	PDC (m)	Hg (m)	Hmt (m)
33	200	1,05	0,031045399	27,40	103,00	130,40
33	250	0,67	0,029342457	8,49	103,00	111,49

Tableau VI-41 : Coût d'exploitation D200,250 pour le tronçon L3-L4 (P1--Breira)

D (mm)	Hp (m)	Q (L/s)	Rendement (%)	P (kW)	Energie (kWh)	Prix unitaire énergie (DA)	Coût exploitation (DA)
200	142,00	33	84,0	54,89	400708,84	4,179	1674562,23
250	123,00	33	65,0	61,44	448550,78	4,179	1874493,71

Tableau VI-42 : Coût d'amortissement D200,250 pour le tronçon L3-L4 (P1--Breira)

D (mm)	P.U (DA/ml)	Longueur(m)	N	I	Am	Coût amortissement (DA)
200	2 974,00	2600	27	0,08	0,091448	707112,51
250	4060,00	2600	27	0,08	0,091448	965325,09

Tableau VI-43 : Comparaison des coûts globaux D200,250 pour le tronçon L3-L4 (P1--Breira)

D(mm)	prix total (DA)
200	2272888,20
250	2691307,24

La charge piézométrique à l'arrivé est de 757,60m et la pression à l'intérieur de la conduite est de 11,65 m.

✓ L4=9500m—L5=25061,1 m

Tableau VI-44 : Paramètres techniques pour le tronçon L4-L5 (P1—Breira)

Q (L/s)	D (mm)	Vitesse (m/s)	λ	PDC (m)	Charge piézométrique départ (m)	côte arrivé (m)	Charge piézométrique arrivée (m)	Pression conduite (m)
33	200	1,05	0,031045399	164,00	757,60	303,00	593,60	290,60

✓ Le coût global pour ce tronçon est calculé dans le tableau suivant :

Tableau VI-45 : Coût global pour le tronçon P1-Breira

Tronçon	D (mm)	P.U (DA/ml)	Longueur(m)	N	I	Am	Coût global (DA)
L=0m--- L1=4523 m	350	6300,00	4523,0	27	0,08	0,091448	2605801,62
L1=4523m— L2=4700 m	300	5150,00	177,0	27	0,08	0,091448	3349015,52
L2=4700m— L3=6900 m	200	2 974,00	2200,0	27	0,08	0,091448	598325,97
L3=6900m— L4=9500 m	200	2 974,00	2600,0	27	0,08	0,091448	2381674,72
L4=9500— L5=25061,1 m	200	2 974,00	15561,1	27	0,08	0,091448	4232095,60
							13166913,43

3.3. Variante 2

Une première conduite alimentera la ville de Beni Melleuk séparément des autres, une autre conduite alimentera en premier la ville de Breira puis Tachta avant d'arriver à El Abadia et Ain Bouyahia.

Barrage Beni Mellouk

✓ Tronçon 1

Tableau VI-46 : Paramètres techniques pour le tronçon barrage -M1(barrage –Beni Melleuk)

Q (L/s)	D (mm)	Vitesse (m/s)	λ	PDC (m)	Hg (m)	Hmt (m)
27	200	0,86	0,031191091	56,11	711,00	767,11

Tableau VI-47 : Coût d'exploitation pour le tronçon barrage M1 (barrage –Beni Melleuk)

	Hp (m)	Q (L/s)	P (kW)	Energie absorbée (kWh)	Prix unitaire énergie (DA)	Coût exploitation (DA)
SP1---SP2	131,00	27	53,75	392395,91	4,179	1639822,52
SP2--SP3	131,00	27	53,75	392395,91	4,179	1639822,52
SP3--SP4	131,00	27	53,75	392395,91	4,179	1639822,52
SP4--SP5	131,00	27	53,75	392395,91	4,179	1639822,52
SP5--SP6	131,00	27	53,75	392395,91	4,179	1639822,52
sp6— sommel	131,00	27	53,75	392395,91	4,179	1639822,52
						9838935,12

Tableau VI-48 : Coût d'amortissement, tronçon barrage M1 (barrage –Beni Melleuk)

D (mm)	P.U (DA/ml)	Longueur (m)	n	i	Am	Coût amortissement (DA)
200	2974,00	8450,0	27	0.08	0,091448	2298115,67

✓ Tronçon 2

Tableau VI-49 : Paramètres techniques pour le tronçon M1 Beni melleuk (barrage – Beni Melleuk)

Q (L/s)	D (mm)	Vitesse (m/s)	λ	PDC (m)	côte départ (m)	côte arrivé (m)	pression conduite (m)	Charge piézométrique (m)
27	200	0,86	0,031191091	31,40	773,99	703,00	39,59	742,59

Tableau VI-50 : Coût d'amortissement pour le tronçon M1-Beni Melleuk (barrage – Beni Melleuk)

D (mm)	P.U (DA/ml)	Longueur (m)	n	i	Am	Coût amortissement (DA)
200	2974,00	4413,6	27	0,08	0,091448	1200350,69

Le prix total s'élève à : 13337401,48 DA

3.3.1. Barrage Breira

✓ Barrage -L1 =1700 m

Tableau VI-51 : Paramètres techniques pour le tronçon barrage L1 (barrage Breira)

Q (L/s)	D (mm)	Vitesse (m/s)	λ	PDC (m)	Hg (m)	Hmt (m)
297	600	1,05	0,022715332	4,34	252,00	256,34
297	700	0,77	0,021946142	1,91	252,00	253,91
297	800	0,59	0,02133905	0,97	252,00	252,97

Etant donné que les Hmt pour les trois diamètres sont très proches, le prix de l'énergie sera le même dans les 3 cas, le choix du diamètre se fera essentiellement à partir des prix des conduites.

Pour les 3 diamètres le coût d'exploitation sera le même.

Tableau VI-52 : Coût d'exploitation pour le tronçon barrage-L1 (barrage Breira)

	Hp (m)	Q (L/s)	rendement (%)	P (kW)	Energie absorbée (kWh)	Prix unitaire énergie (DA)	Coût exploitation (DA)
SP1-- SP2	184,00	297	83,3	643,10	4694637,25	4,179	19618889,10
SP2— Sommet	164,00	297	81,9	583,63	4260513,34	4,179	17804685,30
							37423574,40

Tableau VI-53 : Coût d'amortissement pour D600,700,800 pour le tronçon barrage -L1 (barrage Breira)

D (mm)	P.U (DA/ml)	Longueur (m)	n	i	Am	Coût amortissement (DA)
600	14300,00	1700,0	27	0,08	0,091448	2223100,90
700	17950,00	1700,0	27	0,08	0,091448	2790535,70
800	26315,00	1700,0	27	0,08	0,091448	4090972,00

Tableau VI-54 Comparaison des coûts globaux pour D600,700,800 pour le tronçon barrage L1 (barrage Breira)

D(mm)	Coût global (DA)
600	39646675,30
700	40214110,10
800	41514546,40

D=600 mm est le choix le plus économique

Gravitaire

✓ Tronçon L1-L2=3200 m

Tableau VI-55 : Paramètres techniques pour le tronçon L1-L2 (barrage Breira)

Q (L/s)	D (mm)	Vitesse (m/s)	λ	PDC (m)	côte départ (m)	côte arrivé (m)	Longueur (m)	pression conduite (m)	Charge piézométrique (m)
297	600	1,05	0,02270595	3,83	391,66	277,70	1500,0	387,83	110,13

✓ Tronçon L2—L3=6131,3 m

Tableau VI-56 : Paramètres techniques pour le tronçon L2--L3 (barrage Breira)

Q (L/s)	D (mm)	Vitesse (m/s)	λ	PDC (m)	côte départ (m)	côte arrivé (m)	Longueur (m)	pression conduite (m)	Charge piézométrique (m)
297	600	1,05	0,02270595	15,66	387,83	233,00	6131,3	372,17	139,17

Tableau VI-57 : Coût d'amortissement pour le tronçon L1--L3 (barrage Breira)

D (mm)	P.U (DA/ml)	Longueur (m)	n	I	Am	Coût amortissement (DA)
600	14300,00	4431,30	27	0,08	0,091448	5794839,37

Prix total du tronçon Barrage Breira s'élève à 45441514,65 Da

3.3.2. Breira vers Tachta

✓ Tronçon 1 L1= 0 —L2 = 8408,0 m

Tableau VI-58 : Paramètres techniques pour le tronçon L1--L2(Breira Tachta)

Q (L/s)	D (mm)	Vitesse (m/s)	λ	PDC (m)	côte départ (m)	côte arrivé (m)	Longueur (m)	Charge piézométrique (m)	pression conduite (m)
264	600	0,93	0,02275298	16,74	375,50	348,00	8408,0	358,76	10,76

✓ Tronçon 2 L2=8408 m—L3=15900 m

Tableau VI-59 : Paramètres technique pour D600,700 pour le tronçon L2-L3(Breira Tachta)

Q (L/s)	D (mm)	Vitesse (m/s)	λ	PDC (m)	Hg (m)	Hmt (m)
264	600	0,93	0,02275298	15,11	398,00	413,11
264	700	0,68	0,0219929	6,76	398,00	404,76

Pour D=600 mm

Tableau VI-60 : Coût d'exploitation pour D600 pour le tronçon L2--L3(Breira Tachta)

	Hp (m)	Q (L/s)	rendement (%)	P (kW)	Energie absorbée (kWh)	Prix unitaire énergie (DA)	Prix énergie (DA)
SP1--SP2	174,00	264	79,0	569,772	4159337,43	4,179	17381871,12
SP2--SP3	174,00	264	79,0	569,772	4159337,43	4,179	17381871,12
SP3— sommets	75,80	264	82,0	237,969	1737176,68	4,179	7259661,35
							42023403,59

Pour D=700

Tableau VI-61 : Coût d'exploitation pour D700 pour le tronçon L2--L3 (Breira Tachta)

	Hp (m)	Q (L/s)	rendement (%)	P (kW)	Energie absorbée (kWh)	Prix unitaire énergie (DA)	Prix exploitation (DA)
SP1-- SP2	174,0	264	79,0	569,77	4159337,43	4,179	17381871,12
SP2-- SP3	174,0	264	79,0	569,77	4159337,43	4,179	17381871,12
SP3— sommets	67,4	264	81,6	213,67	1559810,12	4,179	6518446,51
							41282188,75

Tableau VI-62 : Coût d'amortissement pour D600,700 pour le tronçon L2-L3 (Breira Tachta)

D (mm)	P.U (DA/ml)	Longueur (m)	n	i	Am	Coût amortissement (DA)
600	14300,00	7492,0	27	0,08	0,091448	9797336,35
700	17950,00	7492,0	27	0,08	0,091448	12298055,07

Tableau VI-63 Comparaison des coûts globaux pour D600, 700 pour le tronçon L2-L3(Breira Tachta)

D(mm)	600	700
Coût global	51820739,94	53580243,82

✓ Tronçon 3 L3 = 15900,0 m— L4 = 20602,2 m

Tableau VI-64 : Paramètres techniques pour le tronçon L3-L4 (Breira Tachta)

Q (L/s)	D (mm)	Vitesse (m/s)	λ	PDC (m)	côte départ (m)	côte arrivé (m)	Longueur (m)	Charge piézométrique (m)	pression conduite (m)
264	600	0,93	0,02275298	9,49	756,69	679,00	4702,2	747,20	68,20

Tableau VI-65 : Coût global pour le tronçon Breira Tachta

D (mm)	P.U (DA/ml)	Longueur (m)	N	i	Am	Coût amortissement (DA)	Coût global (DA)
600	14300,00	20602,2	27	0,08	0,091448	26941628,79	68965032,38

3.3.3. Tachta vers Ain Bouyahia

✓ tronçon 1 Tachta –El Abadia

Tableau VI-66 : Paramètres techniques pour le tronçon Tachta El Abadia

Q (L/s)	D (mm)	Vitesse (m/s)	λ	PDC (m)	côte départ (m)	côte arrivé (m)	Longueur (m)	Charge piézométrique (m)	pression conduite (m)
189	500	0,96	0,023876299	29,91	747,20	297,00	11100,0	717,29	420,29

✓ Tronçon 2 El Abadia Ain Bouyahia

Tableau VI-67 : Paramètres techniques pour le tronçon Abadia Ain Bouyahia

Q (L/s)	D (mm)	Vitesse (m/s)	λ	PDC (m)	côte départ (m)	côte arrivé (m)	Longueur (m)	Charge piézométrique (m)	pression conduite (m)
50	300	0,71	0,027752922	31,91	397,00	344,00	11092,3	365,09	21,09

Tableau VI-68 Coût d'amortissement pour le tronçon Tachta-Ain Bouyahia

Tronçon	D (mm)	P.U (DA/ml)	Longueur (m)	n	i	Am	Coût amortissement (DA)
Tachta – El Abadia	500	10350,00	11100,0	27	0,08	0,091448	10506003,48
El Abadia- Ain Bouyahia	300	5150,00	11092,3	27	0,08	0,091448	5223998,55
							15730002,03

3.4. Dimensionnement des conduites destinées à l'irrigation

Pour le dimensionnement ces conduites, nous utiliserons le même tracé que celui pour l'eau potable et positionner les réservoirs aux coté de ceux pour l'alimentation en eau potable.

3.4.1. Alimentation des PMH de Damous

Tout comme pour l'AEP, l'adduction se fera par refoulement en deux phases.

L0 = 0 m—L1=780 m

Tableau VI-69 : Paramètres techniques pour D400,500 pour le tronçon L0-L1 (barrage Damous ,irrigation)

Q (L/s)	D (mm)	Vitesse (m/s)	λ	PDC (m)	Hg (m)	Hmt (m)
132,3	400	1,05	0,025341641	3,35	43,00	46,35
132,3	500	0,67	0,024064503	1,04	43,00	44,04

La Hmt est quasi identique et comme le prix de la conduite d'un diamètre 400 est moins chère que celui du D500, nous ne prendrons en considération que le diamètre 400 mm.

Pour D=400 mm

Tableau VI-70 :Coût d'exploitation pour D400 pour le tronçon L0-L1 (barrage--Damous ,irrigation)

	Hp (m)	Q (L/s)	rendement (%)	P (kW)	Energie absorbée (kWh)	Prix unitaire énergie (DA)	Prix exploitation (DA)
SP1—sommet	79,80	132,3	82,9	124,93	912010,99	4,179	3811293,93

L1=780 m—L2=9363 m

Tableau VI-71 : Parametres techniques pour le tronçon L1-L2 (barrage Damous, irrigation)

Q (L/s)	D (mm)	Vitesse (m/s)	λ	PDC (m)	côte départ (m)	côte arrivé (m)	Longueur (m)	Charge piézométrique (m)	pression conduite (m)
132,3	400	1,05	0,025341641	36,67	124,45	77,70	8583,0	87,78	10,08

L2=9363m – L3=10798,1 m

Tableau VI-72 : Paramètres techniques pour le tonçon L2- L3 (barrage - Damous , irrigation)

Q (L/s)	D (mm)	Vitesse (m/s)	λ	PDC (m)	Hg (m)	Hmt (m)
132,3	400	1,05	0,025341641	5,109007055	181	186,1090071

Tableau VI-73 : Coût d'exploitation pour le tronçon L2-L3 (barrage damous, irrigation)

	Hp (m)	Q (L/s)	rendement (%)	P (kW)	Energie absorbée (kWh)	Prix unitaire énergie (DA)	Prix exploitation (DA)
SP2- -SP3	153,00	132,3	0,75	264,76	1932777,58	4,179	8077077,50
SP3- res	46,00	132,3	0,82	73,07	533442,34	4,179	2229255,56

Tableau VI-74 : Coût d'amortissement pour le tronçon barrage Damous

D (mm)	P.U (DA/ml)	Longueur (m)	n	i	Am	Coût amortissement (DA)
400	7270,00	10798,0	27	0,08	0,091448	7178801,51

Le prix total pour ce tronçon est de 21296428,51 DA

3.4.2. Alimentation PMH Beni Haoua

Tableau VI-75 : Paramètres techniques pour le tronçon Damous-Beni Haoua (irrigation)

Q (L/s)	D (mm)	Vitesse (m/s)	λ	PDC (m)	côte départ (m)	côte arrivé (m)	Longueur (m)	Charge piézométrique (m)	pression conduite (m)
41,3	250	0,84	0,02916281	86,76	258,00	52,20	18200,0	171,24	119,04

Tableau VI-76 : Coût d'amortissement pour le tronçon Damous -- Beni Haoua (irrigation)

D(mm)	P.U (DA/ml)	Longueur (m)	N	i	Am	Coût d'amortissement (DA)
250	4060,00	18200,0	27	0,08	0,091448	6757275,62

3.4.3. Alimentation des PMH de Breira et Zebboudja

La première partie suivra le même chemin que celui pris par la conduite pour l'alimentation en eau potable des commune de Breira et en allant vers Tachta, in bifurque vers Zebboudja.

3.4.4. Alimentation des PMH de Breira

✓ Tronçon 1 : barrage – L1=1700 m

Tableau VI-77 : Paramètres techniques pour D300,350,400 pour le tronçon barrage L1 (barrage-PMH Breira, irrigation)

Q (L/s)	D (mm)	Vitesse (m/s)	λ	PDC (m)	Hg (m)	Hmt (m)
88,1	300	1,24	0,02741796	14,76	252,00	266,76
88,1	350	0,91	0,02638447	6,57	252,00	258,57
88,1	400	0,70	0,0255694	3,27	252,00	255,27

Tableau VI-78 : Coût d'exploitation pour le tronçon barrage--L1 (barrage-PMH Breira, irrigation)

	Hp (m)	Q (L/s)	P (kW)	Energie absorbée (kWh)	Prix unitaire énergie (DA)	Prix exploitation (DA)
SP1--SP2	184,00	88,1	190,79	1392771,90	4,179	5820393,75
SP2—L 1	164,00	88,1	173,15	1263979,07	4,179	5282168,55
						11102562,30

Tableau VI-79 Coût d'amortissement pour le tronçon Barrage--L1 (barrage-PMH Breira, irrigation)

D(mm)	P.U (DA/ml)	Longueur (m)	N	i	Am	Coût d'amortissement (DA)
300	5150,00	1700	27	0,08	0,091448	800627,20
350	6300,00	1700	27	0,08	0,091448	979408,10
400	7270,00	1700	27	0,08	0,091448	1130205,80

La charge piézométrique à l'arrivé est de 381,24m et la pression à l'intérieur de la conduite est de 81,24 m.

✓ L1--PMH Breira

Tableau VI-80 : Paramètres techniques pour le tronçon L1—PMH Breira

Q (L/s)	D (mm)	Vitesse (m/s)	λ	PDC (m)	côte départ (m)	côte arrivé (m)	Longueur (m)	Charge piézométrique (m)	pression conduite (m)
88,1	300	1,24	0,02741796	81,62	381,24	121,39	7100	299,62	178,23

3.4.5. Alimentation des PMH de Zebboudja

✓ PMH Breira—L2 (station de pompage)

Tableau VI-81 : paramètres techniques pour le tronçon PMH Breira--L2 (Breira--Zebboudja, irrigation)

Q (L/s)	D (mm)	Vitesse (m/s)	λ	PDC (m)	côte départ (m)	côte arrivé (m)	Longueur (m)	Charge piézométrique (m)	pression conduite (m)
16,6	150	0,94	0,03408807	79,70	299,64	210,00	6498,0	219,94	9,94

✓ L2 (station de pompage) –L3

Tableau VI-82 : Paramètres techniques pour le tronçon L2--L3 (PMH Breira--PMH Zebboudja, irrigation)

Q (L/s)	D (mm)	Vitesse (m/s)	λ	PDC (m)	Hg (m)	Hmt (m)
16,6	150	0,94	0,03408807	25,17	149,7	174,87

Tableau VI-83 coût d'exploitation, L2--L3 (PMH Breira-PMH Zebboudja,irrigation)

Hp (m)	Q (L/s)	Rendement (%)	P (kW)	Energie absorbée (kWh)	Prix unitaire énergie (DA)	Prix exploitation (DA)
186	16,6	60,0	50,48	368520,50	4,179	1540047,16

La charge piézométrique à l'arrivé est de 370,83m et la pression à l'intérieur de la conduite est de 11,12 m.

✓ L3—PMH Zebboudja

Tableau VI-84 : Paramètres techniques pour le tronçon L3-PMH Zebboudja (PMH Breira--PMH Zebboudja, irrigation)

Q (L/s)	D (mm)	Vitesse (m/s)	λ	PDC (m)	côte départ (m)	côte arrivé (m)	Longueur (m)	Charge piézométrique (m)	pression conduite (m)
16,6	150	0,94	0,03408807	74,82	370,83	227,26	6100,0	296,01	68,75

Tableau VI-85 : Coût d'amortissement pour le tronçon barrage--PMH Zebboudja, irrigation)

D(mm)	P.U (DA/ml)	Longueur (m)	n	i	Am	Coût d'amortissement (DA)
300	5150,00	8800,0	27	0,08	0,091448	4144423,36
150	2182,00	14650,0	27	0,08	0,091448	2923254,20

Le coût global pour le tronçon entre le barrage et Zebboudja s'élève à 19712282,42 DA

Le coût global pour le transfert d'eau destinée à l'irrigation s'élève à 47765986,55 DA

4. Comparaison technico-économique entre les deux variantes

Pour le choix de la variante la mieux adaptée, une comparaison technico-économique d'impose, les calculs effectués précédemment faciliteront cette tâche.

4.1. Comparaison économique

Étant donné que les deux variantes disposent de quelques tronçons en commun, on commencera par le calcul du coût total de ces tronçons.

La partie nord du projet est concernée, c'est-à-dire le transfert du barrage vers Damous puis de Damous vers Cherchell à l'est et Oued Goussine à l'ouest.

Tableau VI-86 : Prix total pour la partie nord du projet

Tronçon	Prix global (DA)
Barrage Damous	122224408,45
Damous Cherchell	106749037,46
Damous Oued Goussine	15515023,23
	244497266,14

Tableau VI-87 : Prix global pour les tronçons exclusif à la variante 1

Tronçon	Prix global (DA)
Barrage Beni Melleuk	104580442,17
Beni Melleuk Ain Bouyahia	41781536,58
P1- Breira	13166913,43
	159528892,18

Tableau VI-88 : Prix global pour les tronçons exclusif à la variante 2

Tronçon	Prix global (DA)
Barrage Beni Melleuk	13337401,46
Barrage Breira	45441514,65
Breira Tachta	68965032,38
Tachta Ain Bouyahia	15730002,03
	143473950,52

Le prix total pour la variante 1 est de 404026158,32 DA

Le prix total pour la variante 2 est de 387971216,63 DA

Pour l'eau destinée à l'irrigation, le coût global s'élève à 47765986,55 DA.

4.2. Comparaison technique

L'avantage des deux variantes est qu'elles suivent les routes des wilayas ou routes nationales dans la majeure partie du tracé, ce qui simplifie la tâche lors de la réalisation et l'accès sera des plus faciles pour un éventuel entretien de la conduite.

L'avantage de la première variante par rapport la deuxième est qu'elle dispose de moins de stations de pompage respectivement sept et onze ce qui permettra d'avoir moins d'installations.

Pour les deux variantes, hormis la pression trop importante calculée au niveau d'El Abadia, et au niveau de Breira pour la variante 1, les vitesses et les pressions dans les autres conduites sont toutes admissible

Pour remédier à ce problème, nous proposons la mise en place d'une vanne après le point P1 pour réguler la pression et une autre sur la route Tachta-Breira.

5. Simulation de l'écoulement sur EPANET

Pour mieux observer les vitesses dans les conduites, la pression dans les nœuds, nous avons opté pour une simulation sur le logiciel EPANET.

5.1. Epanet

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitatif de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression. Un réseau est un ensemble de tuyaux, n.uds (jonctions de tuyau), pompes, vannes, bâches et réservoirs. EPANET calcule le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, et la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du réseau, au cours d'une durée de simulation divisée en plusieurs étapes. Le logiciel est également capable de calculer les temps de séjour et de suivre l'origine de l'eau. *[EPANET 2.0 Simulation hydraulique et qualité pour les réseaux d'eau sous pression]*

Les Schémas des différents tronçons sont représentés dans les figures qui suivent, les résultats de la simulation sont à l'annexe IV.

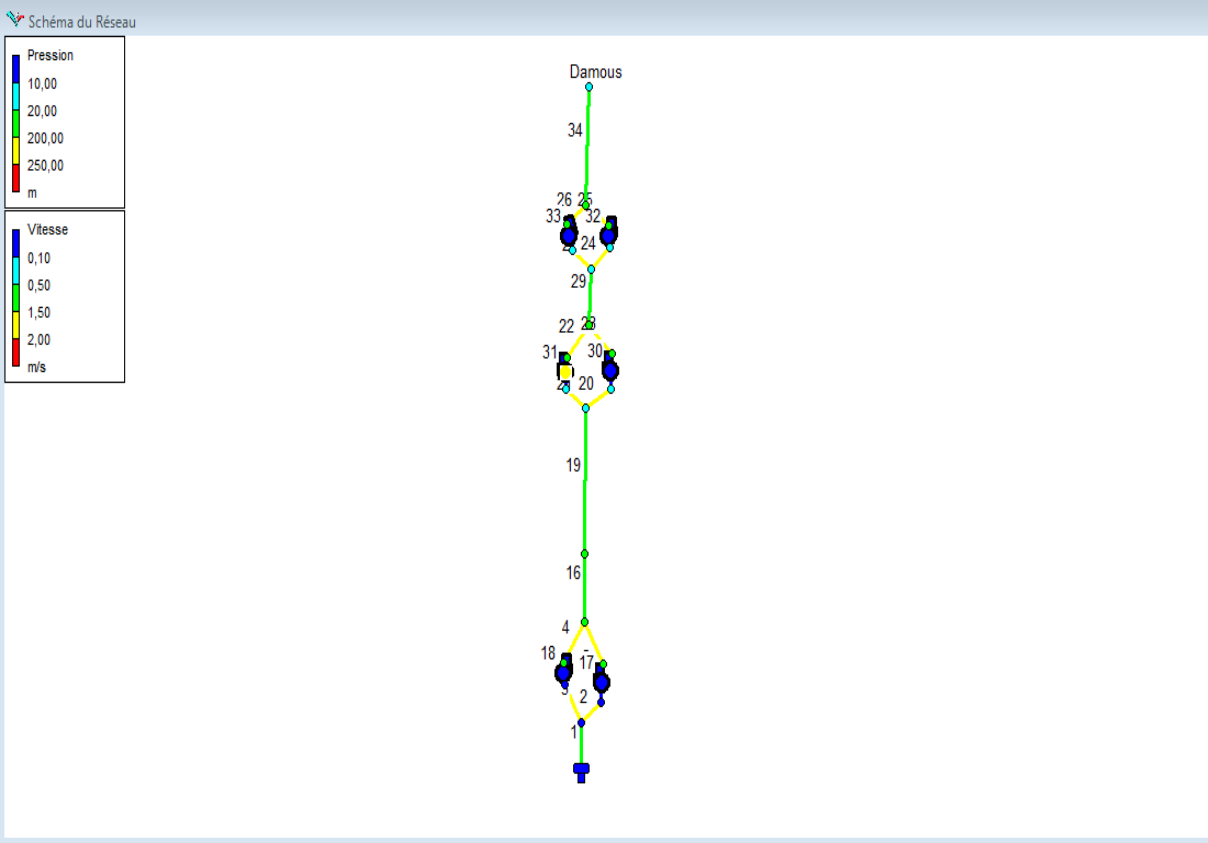


Figure VI-1 : Schéma du réseau Barrage -Damous

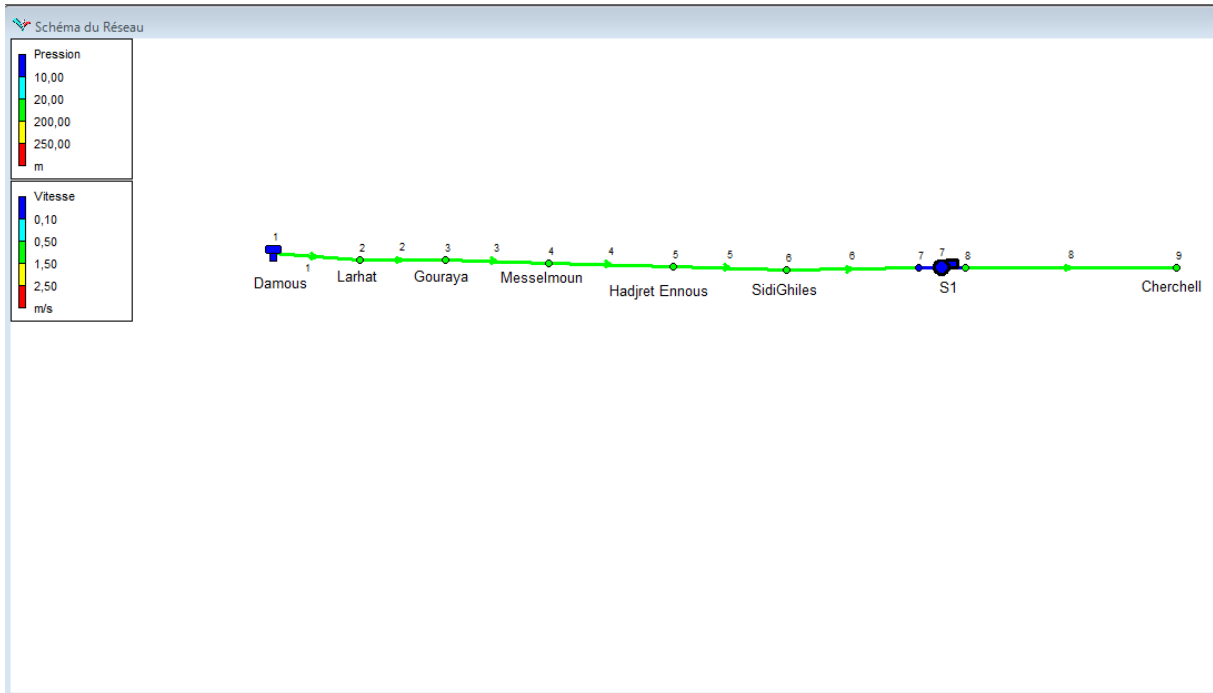


Figure VI-2 : Schéma du réseau Damous Cherchell



Figure VI-3 : Schéma du réseau Damous Oued Goussine

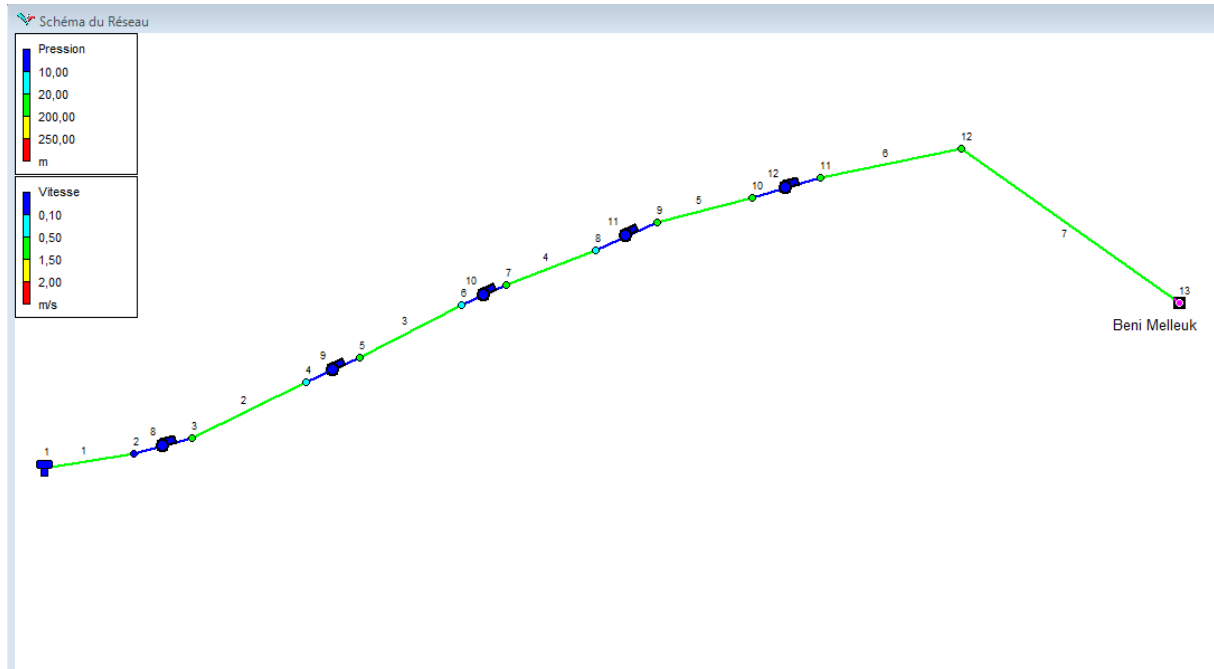


Figure VI-4 : Schéma du réseau Barrage Beni Melleuk, variante 1

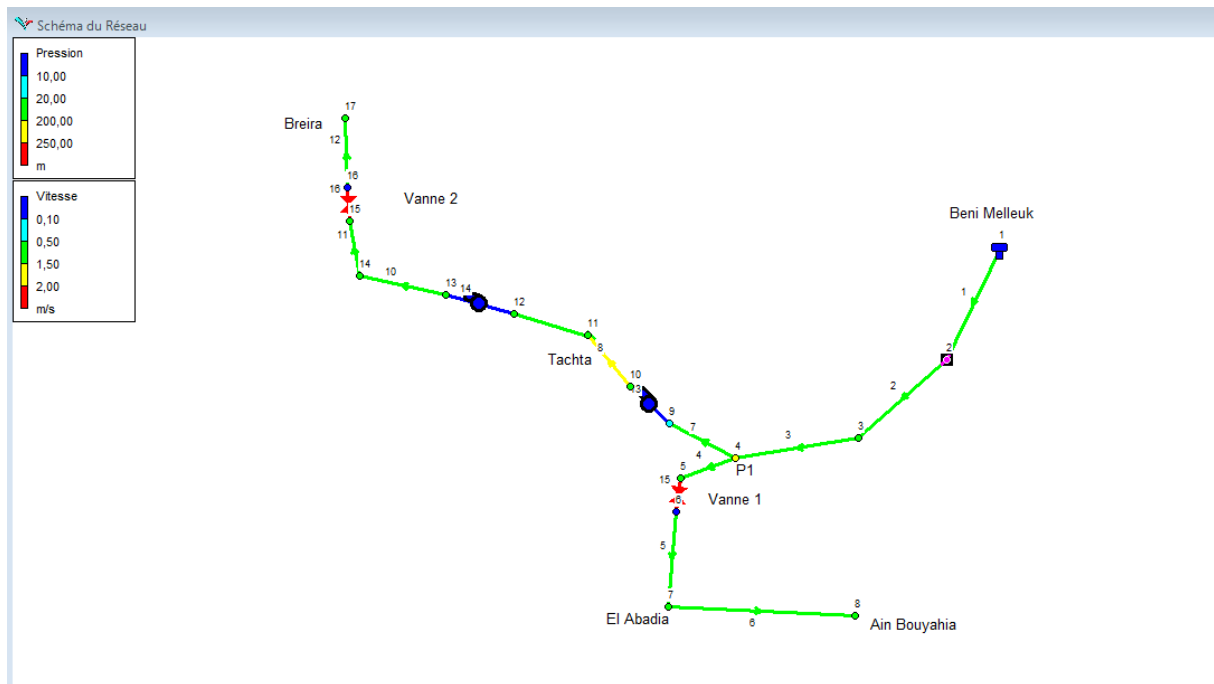


Figure VI-5 : Schéma du réseau pour la partie sud du transfert, variante 1

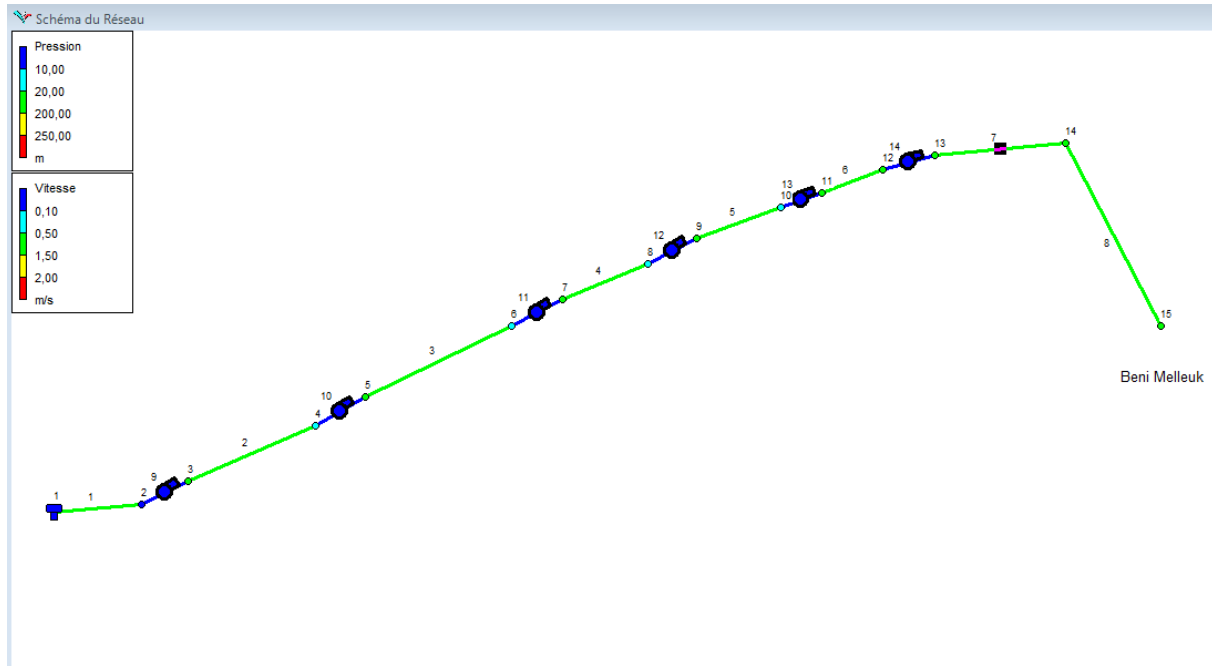


Figure VI-6 : Schéma du réseau, barrage Beni melleuk, variante 2

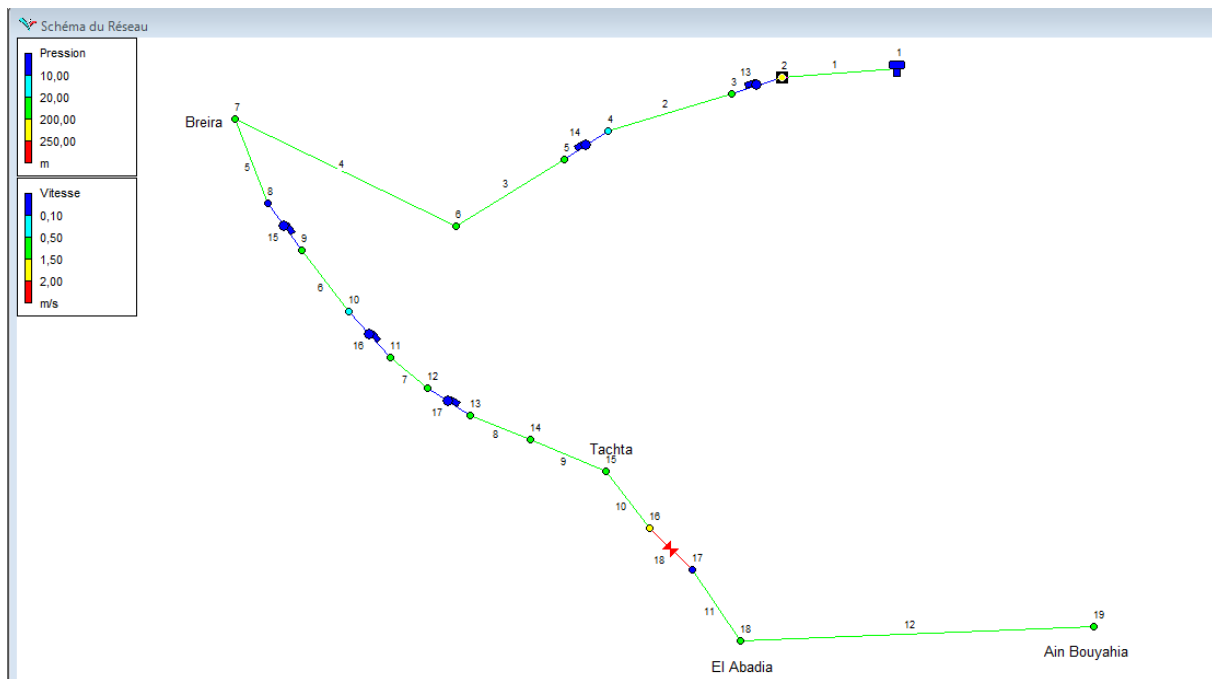


Figure VI-7 : Schéma du réseau pour la partie sud transfert, variante 2

6. Conclusion

La comparaison technico-économique nous indique que la variante 2 est plus avantageuse économiquement mais techniquement plus complexe. Cependant, étant donné que le prix des stations de pompage n'a pas été pris en compte, cela pourra modifier le choix de la variante. Le manque d'Informations détaillées sur la topographie du terrain nous a contraint à omettre quelques paramètres tels que la nature du sol, le coût de la construction des stations de pompage et leurs maintenance ainsi que le prix de pose des conduites qui dépends dans une grande partie de la nature du sol n'ont pas été pris en compte non plus.

En ce qui concerne la simulation de l'écoulement sur EPANET, en plaçant les pompes et les vannes où il est nécessaire, les résultats obtenus lors de la simulation s'approchent voire sont identique de ceux obtenus auparavant.

chapitre VII : *Calcul et protection contre le coup de bélier*

1. Introduction

Les changements du régime d'écoulement d'un fluide contenu à l'intérieur d'une conduite entraînent souvent des brusques variations de pressions, ces écarts seront plus importants si le fluide est un liquide et si la modification du débit a été brutale par rapport au régime permanent, les pressions peuvent atteindre des valeurs excessives.

On appelle « Coup de bélier » les variations de pression provoquées par une rapide modification du régime d'un liquide s'écoulant à l'intérieur d'une conduite.

Le fonctionnement en régime instationnaire même très exceptionnel d'une installation hydraulique doit toujours attirer l'attention de l'ingénieur concepteur, ces phénomènes peuvent avoir des conséquences fâcheuses telles que la rupture de canalisation et la détérioration d'appareils traversés par le fluide.

Il est donc capital de prévoir et d'étudier ces phénomènes transitoires afin de réduire leurs effets par l'utilisation de dispositifs spéciaux et le dimensionnement correct des différents composants d'une installation.

Afin d'étudier le coup de bélier, on peut utiliser deux théories principales :

- Le coup de bélier de masse : c'est une approche très simple dont l'application reste limitée, on peut parfois l'utiliser dans quelques installations hydrauliques.
- Le coup de bélier d'ondes: les propriétés des ondes de pression dans les canalisations déformables seront développées, ce type de coup de bélier est l'étude de la propagation des ondes de pression, c'est le plus utilisé, il est connu généralement sous le nom de « coup de bélier ».

2. Types de coup de bélier

Il existe deux approches pour étudier le phénomène du coup de bélier basé sur la vitesse de changement du régime d'écoulement.

2.1. Coup de bélier de masse

Cette approche est juste dans le cas où les changements du régime de l'écoulement sont faibles, dans ces conditions, les écarts de pression sont minimes, la masse volumique du liquide est quasiment constante, mais dans le cas d'un brusque changement de régime comme la fermeture d'une vanne ou l'arrêt d'une pompe cette approche est erronée.

2.2. Coup de bélier d'ondes

Si dans un milieu continu, au repos, on provoque le déplacement rapide d'un élément on constate que les éléments voisins se déplacent et agissent à leur tour sur les particules en contact, ainsi le déplacement se propage, avec une vitesse finie dans tout le milieu.

Si l'ébranlement est de faible amplitude, la vitesse de propagation est appelée « célérité du son » et on la désigne habituellement par « a ».

Dans un fluide, cette propagation s'effectue dans une direction confondue avec celle de l'ébranlement, elle s'accompagne à cette même célérité, d'une variation de pression, de masse volumique et de température.

Ce domaine mobile, par rapport au fluide constitue une onde, par exemple dans un milieu fluide indéfini, un ébranlement produit en un point, se propagera à la célérité a suivant une onde sphérique.

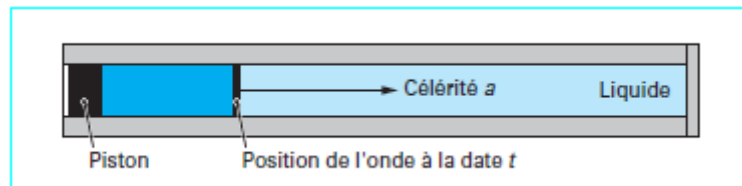


Figure VII-1: Propagation d'une onde

Pour schématiser plus simplement ce phénomène de propagation d'ondes, considérons une longue tuyauterie rectiligne, absolument indéformable de section constante, et contenant un liquide.

Supposons que l'une de ses extrémités comporte un piston mobile et que l'autre soit fermée. Dans l'éventualité hypothétique d'un liquide incompressible, le déplacement du piston se transmettrait instantanément à la totalité du fluide contenu dans la tuyauterie.

Mais en réalité, comme nous l'avons précédemment évoqué, les liquides ne sont pas incompressibles, Si l'on déplace brusquement le piston d'une petite quantité, il apparaîtra immédiatement une augmentation de pression dans la couche de liquide en contact avec lui. Cette couche, n'étant plus en équilibre avec les tranches plus éloignées, va se détendre en comprimant à son tour les couches voisines et ainsi de suite avec une vitesse de propagation égale à a , puisque la tuyauterie est supposée indéformable. [Frelin,2002]

3. Célérité du son

Pour déterminer la célérité a , considérons, tout d'abord, l'écoulement permanent d'un liquide parfait contenu à l'intérieur d'une canalisation rectiligne, rigoureusement indéformable et de section constante A , Si nous provoquons alors un ébranlement, il y aura au passage de l'onde une discontinuité de la pression, de la vitesse pendant le temps dt , la masse de fluide concernée par le parcours de cette onde est $\rho A a dt$ et elle subit une accélération $\frac{dV}{dt}$.

4. Formule d'Allievi

Quand une onde, d'amplitude modérée, et de célérité a , se propage dans un milieu au repos (ou animé d'une vitesse très faible), les particules sont bien mises en mouvement lors de son passage, mais leur vitesse de déplacement reste faible devant a . Par contre, des variations de pression très importantes, telles que celles qui résulteraient de fortes explosions, donneraient lieu à des vitesses de déplacement de fluide non négligeables par rapport à la célérité a , dans une telle éventualité, la théorie d'Allievi n'est plus valable.

On peut les écrire sous la forme :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + K \frac{D}{e}}} \text{ (m/s)} \quad \text{(VIII.1)}$$

Où D : diamètre intérieur de la conduite en (m), E : épaisseur du tuyau en (m).

K : coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation.

K= 0,5 pour l'acier ;

K= 1 pour la fonte ;

K= 5 pour le plomb et le béton ;

K= 33 pour le PVC.

5. Méthode de Louis Bergeron

La méthode de Louis Bergeron permet de déterminer dans les installations hydrauliques les variations de pression et de débit dues aux coups de bélier sans expliciter analytiquement la nature de l'onde. Initialement, c'était une méthode graphique, elle est transposée aujourd'hui sur des logiciels.

5.1. Principe de la méthode

Les concepteurs et utilisateurs d'installations hydrauliques préfèrent exprimer les pressions en hauteur de colonne de fluide et remplacer la vitesse moyenne d'écoulement par le débit. Notons également qu'ils comptabilisent généralement les pressions effectives, c'est-à-dire la pression absolue moins la pression atmosphérique.

6. Les risques du coup de bélier

Le coup de bélier est du à plusieurs paramètres, il peut avoir des conséquences très préjudiciables sur la conduite nous citons :

6.1. Risque de forte pression

Les surpressions dues aux coups de bélier peuvent être engendrées au plus de la pression initiale si leur somme dépasse la pression maximale admissible de la conduite il peut y avoir fissuration de cette dernière et dislocation des points.

6.2. Pression négative

Cette pression peut apparaître soit après une forte surpression, soit à la suite d'un arrêt instantané d'une pompe si cette pression devient inférieure à -10 m.c.c il se produit une poche de cavitation. Des conséquences néfastes peuvent être créées dans la conduite à la suite de cette pression négative, telle que l'implosion de la conduite, l'aspiration des joints et le décollement de l'enduit de protection interne.

6.3. **Fatigues des conduites**

Le passage successif d'une surpression à une dépression et inversement peut provoquer la fatigue des conduites, ce phénomène est très compliquée dans le cas ou les conduites sont enterrées.

7. **Protection contre le coup de bélier**

La protection contre le coup de bélier peut se faire par l'intermédiaire de différents moyens, on en cite quelques uns. [Dupont, 1979]

7.1. **Les volants d'inertie**

Le volant d'inertie, calé sur l'arbre du groupe, constitue l'un de ces moyens. Grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale, le volant la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble, donc, de diminuer l'intensité du coup de bélier.

Le calcul de l'amortissement du coup de bélier, grâce à l'adjonction au groupe électro pompe, d'un volant d'inertie, s'effectue en se donnant au départ les dimensions possibles de ce volant compte tenu de l'encombrement qui en résulte en fonction de la place dont on dispose.

On vérifie ensuite, si l'inertie du volant est suffisante, c'est-à-dire si, en définitive, la dépression obtenue est acceptable en tous les points du tracé. Cette vérification s'effectuera par l'épure classique selon la méthode de Bergeron.

7.2. **Les soupapes de décharge**

Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement, qui, par sa compression, obture, en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est-à-dire ou la surpression à craindre est maximale et libère, le débit de retour de la conduite correspondant à la vapeur de la surpression admissible.

L'utilisation des soupapes nécessite un entretien suivi et une surveillance attentive.

7.3. **Les réservoirs d'air**

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

Cette capacité contient de l'eau et de l'air et, en marche normale, la pression de cet air équilibre la pression dans la conduite au point considéré.

A la disjonction, le clapet se ferme, puisque la pompe ne fournit plus de pression : une partie de l'eau de la cloche est chassée dans la conduite. En effet, à ce moment, la pression de l'air de la cloche est encore supérieure à celle qui s'exerce à l'autre extrémité de la conduite, au réservoir. Après diminution progressive, puis annulation de sa vitesse, l'eau de la conduite revient en arrière et remonte dans la cloche, augmentant la pression dans la conduite de refoulement.

La dissipation de l'énergie de l'eau peut être obtenue par le passage de celle-ci au travers d'un organe d'étranglement disposé à la base de la cloche.

Ce dispositif est excessivement simple et protégera l'installation aussi bien contre les dépressions que contre les surpressions.

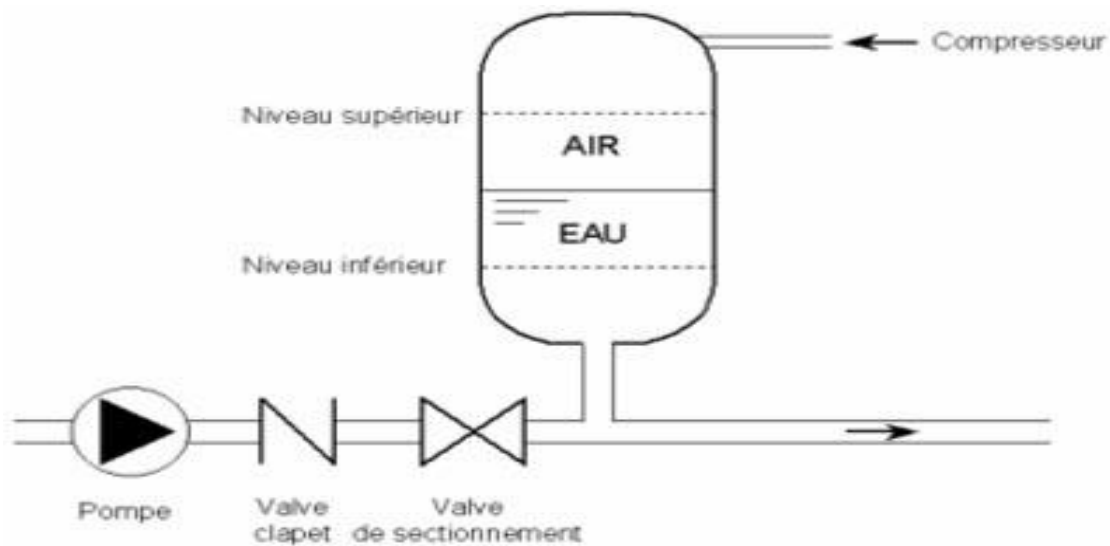


Figure VII-2 : Réservoir anti bélier

7.4. Réservoir à vessie

Un réservoir à vessie a la même mission qu'un réservoir traditionnel avec un système de contrôle équipé d'un compresseur, quand à la protection anti-bélier. L'objectif de cette solution pneumatique est de simplifier la méthode de régulation. De la même manière qu'un système contrôlé par compresseur, une contre-pression est calculée pour conférer l'élasticité requise pour pousser l'eau dans le système à la suite d'un arrêt des pompes ou d'une coupure de courant. La principale différence réside dans le fait que le liquide est contenu dans une vessie en caoutchouc (compatible avec l'eau potable). Ainsi comme il n'y a pas de contact entre l'air comprimé et l'eau, il n'y a pas de phénomène de dissolution. IL n'y a donc aucune utilité pour un système de régulation permanent incluant un compresseur. Etc...

Une fois le compresseur installé et la pression de pré-gonflage correcte introduite, le réservoir fonctionnera automatiquement se vidangeant à la demande et se remplissant avec les ondes de retour jusqu'à retrouver son point d'équilibre.

7.4.1. Fonctionnement

L'installation d'un tel réservoir anti-bélier est très simple, mais doit être conduite avec soins. Lorsque cette installation est bien faite, l'inspection future du réservoir sera très simple.

Initialement, la pression de pré-gonflage doit être ajustée à la valeur définie par l'étude hydraulique (le gaz peut-être de l'air comprimé ou de l'azote). A ce stade, la vessie est vidée de tout contenu.

A l'ouverture de la connexion avec le réseau, l'eau va entrer dans le réservoir, commencer à déployer la vessie et comprimer le gaz (la pression statique est toujours plus élevée que la pression de pré-gonflage).

L'eau remplit le réservoir en comprimant le gaz jusqu'à ce qu'un équilibre de pression soit atteint entre le liquide et le gaz comprimé.

Immédiatement après un arrêt de pompe la pression dans le réseau va décroître et l'énergie élastique contenue dans le réservoir va décharger l'eau du réservoir dans le réseau. Ceci évite toute dépression qui pourrait être dommageable aux tuyauteries.

Comme la pression atteint son niveau le plus bas, le flot va s'inverser, qui va ensuite entrer dans le réservoir au travers d'une connexion de diamètre réduit (clapet d'anti-retour percé ou bypass) si celle-ci est hydrauliquement requise. Plusieurs oscillations apparaîtront ensuite jusqu'à ce qu'un état d'équilibre soit atteint.

Quand la station redémarrera, le réservoir continuera à se remplir jusqu'à ce que l'équilibre en fonctionnement soit atteint, étant ainsi prêt pour le prochain arrêt de pompe. [Charlatte]

7.5. Les cheminées d'équilibre

A la place d'un réservoir d'air sous pression, il peut être établi, à la station de pompage, un réservoir à l'air libre appelé cheminée d'équilibre. Cette cheminée jouera le même rôle mais, dans le cas de hauteurs de refoulement même moyennes, on arrive rapidement à des ouvrages d'art important puisque l'eau s'élèvera déjà, en régime normal, à la hauteur géométrique augmentée des pertes de charge.

Aussi les cheminées d'équilibre sont-elles très rarement utilisées à la station même ; elles peuvent trouver leur emploi sur le tracé de refoulement, quand celui-ci comporte, par exemple, des points hauts ou peut survenir une cavitation en régime transitoire, même avec l'existence d'un anti bélier à la station. A ce moment, leur hauteur reste généralement acceptable et leur fonctionnement ne nécessitant aucun entretien, c'est la protection idéale pour les points du parcours difficilement accessibles. [Dupont, 1979]

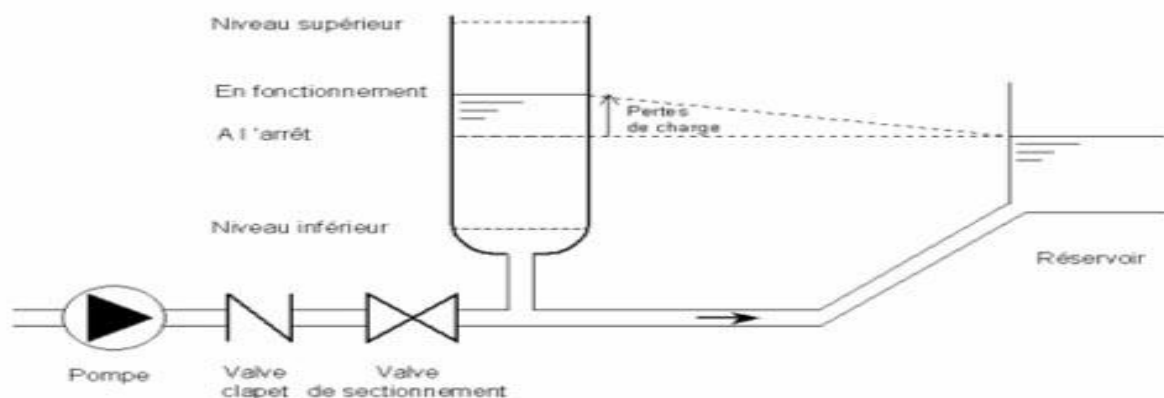


Figure VII-3 : Fonctionnement d'une cheminée d'équilibre

8. Calcul des réservoirs d'air pour les stations de pompage

Dans ce projet nous allons nous préoccupé de la protection anti bélier dans le cas d'un écoulement par refoulement car c'est le cas qui présente le plus de dangers.

Dans le cas gravitaire les effets du coup de bélier peuvent être diminués grâce à la manipulation de vanne.

Par contre dans le cas du refoulement on aura besoin d'une protection spécifique contre ses effets, afin de protéger les installations placées en aval.

Parmi les moyens cités ci-dessus on va opter pour un réservoir d'air car il réunit les deux conditions essentielles de disponibilité et de technicité.

Malheureusement les logiciels capable de traiter ce genre de protection sont très limités, et sont payants, toutefois on a pu utiliser un pour les deux tronçons les plus importants et ainsi dimensionner le volume des réservoirs d'air.

Nous allons voir sa dans les points suivants :

8.1. Tronçon Barrage- Damous :

Nous allons par l'intermédiaire d'un logiciel dimensionner le réservoir d'air, ainsi que que le tracé des lignes piézométriques maximales et minimales, vérifier que la pression est inférieure à 250m en ligne piézométrique maximale, et que la ligne piézométrique minimale ne soit pas en dessous du terrain naturel (pas de dépression).

➤ SP0-1 :

Cette station de pompage doit faire arriver l'eau à la cote 175,33m

Elle aura une HMT de 133m.

Les résultats montrés dans le tableau suivant :

Tableau VII-1: Résultats des lignes piézométriques max et min pour SP0-1

Distance(m)	0,00	2220,00	5220,00	7860,00	9120,00	10020,00
Zmax (m)	221,87	203,07	218,05	210,53	193,55	178,33
Zmin(m)	60,20	63,65	71,85	98,19	133,88	178,33
Zsol (m)	46,00	63,64	27,42	9,09	67,60	175,33
Pression (m)	175,87	139,43	190,63	201,44	125,95	3,00

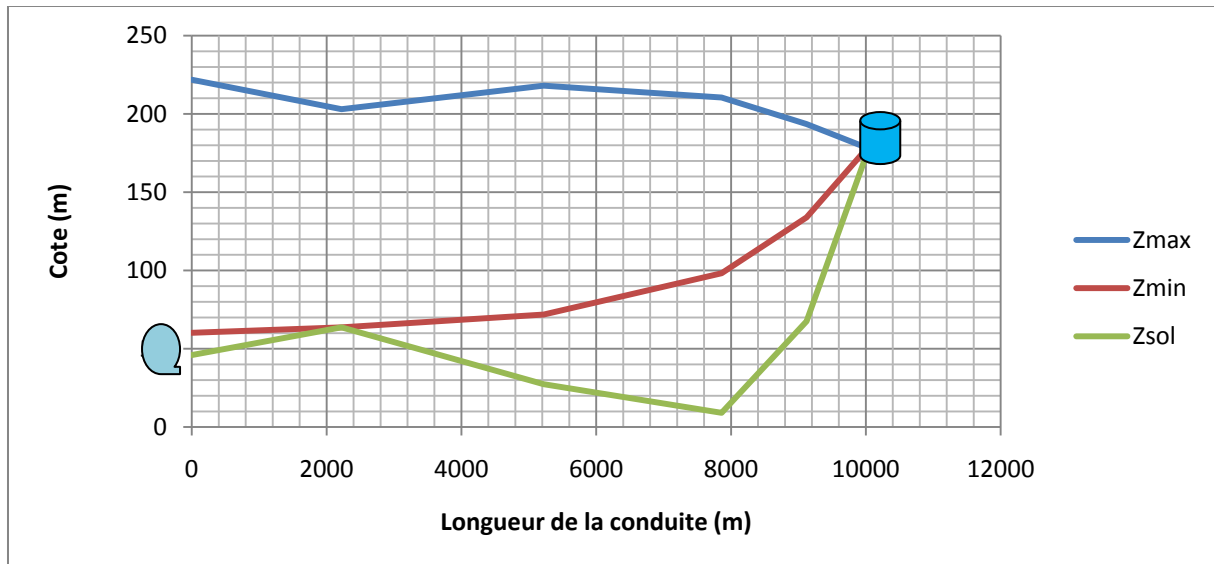


Figure VII-4 : Résultats des lignes piézométriques max et min pour SP0-1

➤ SP0-2 :

Cette station de pompage doit faire arriver l'eau à la cote 258m.

Elle aura une HMT de 134m.

Les résultats montrés dans le tableau suivant :

Tableau VII-2 : Résultats des lignes piézométriques max et min pour SP0-2

Distance (m)	0,00	480,00	658,00
Zmax (m)	345,89	287,22	261,00
Zmin (m)	208,86	245,71	260,99
Zsol (m)	173,00	228,97	258,00
Pression (m)	172,89	58,25	3,00

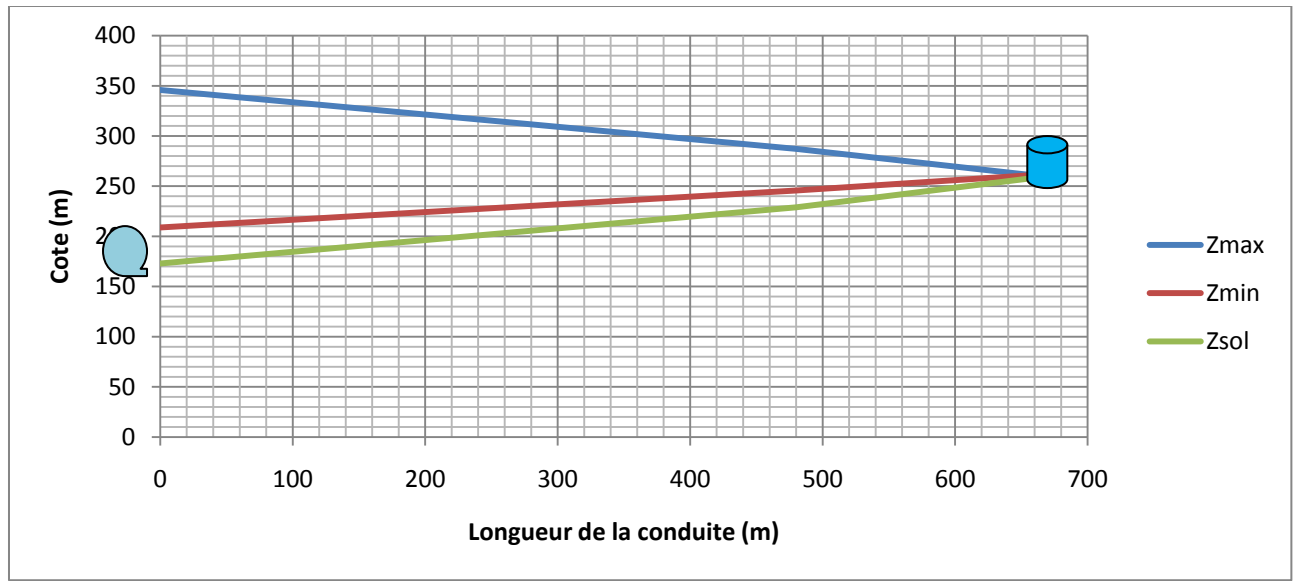


Figure VII-5 : Résultats des lignes piézométriques max et min pour SP0-2

8.2. Tronçon Barrage –Beni Melleuk :

➤ SP1-1 :

Cette station de pompage doit faire arriver l'eau à la cote 207m

Elle aura une HMT de 159m.

Les résultats montrés dans le tableau suivant :

Tableau VII-3 : Résultats des lignes piézométriques max et min pour SP1-1

Distance (m)	0,00	500,00	1200,00	1300,00	1448,50	1769,50
Zmax (m)	276,65	276,36	250,84	244,37	234,04	210,00
Zmin (m)	105,70	123,39	154,84	161,83	174,27	209,99
Zsol (m)	48,00	43,10	153,42	142,50	173,50	207,00
Pression (m)	228,67	233,26	97,42	101,87	60,54	3,00

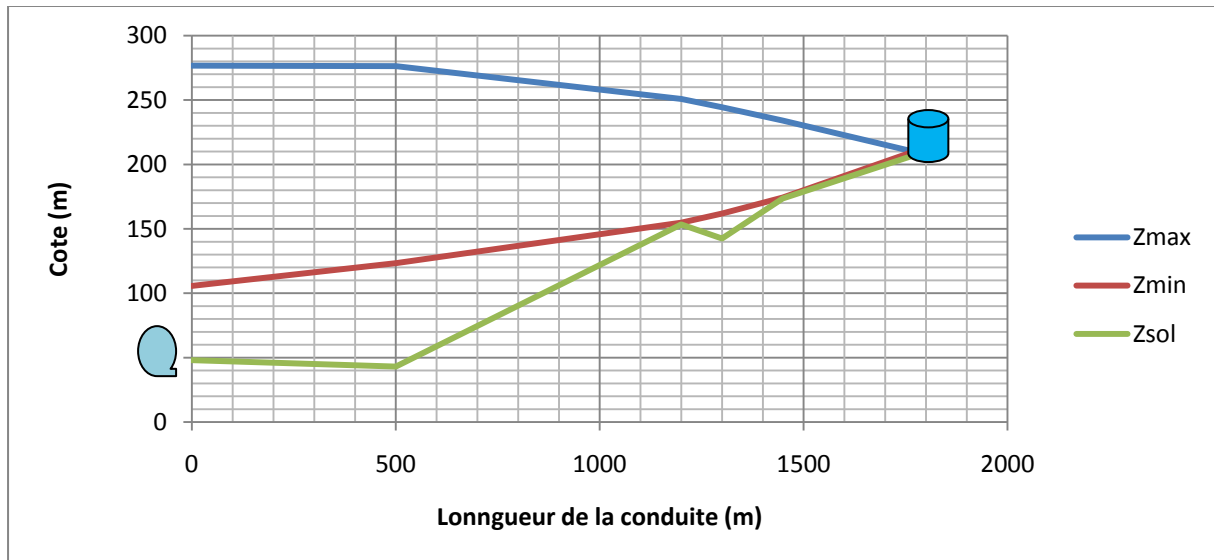


Figure VII-6 : Résultats des lignes piézométriques max et min pour SP1-1

➤ SP1-2 :

Cette station de pompage doit faire arriver l'eau à la cote 366m

Elle aura une Hmt de 159m.

Les résultats montrés dans le tableau suivant :

Tableau VII-4 : Résultats des lignes piézométriques max et min pour SP1-2

Distance (m)	0,00	80,50	180,50	480,50	1330,50	1411,50
Zmax (m)	452,84	455,51	461,06	466,21	382,29	369,00
Zmin (m)	262,96	269,70	275,11	287,33	356,99	368,99
Zsol (m)	205,00	217,50	209,12	245,06	348,00	366,00
Pression (m)	247,84	238,00	251,94	221,15	34,29	3,00

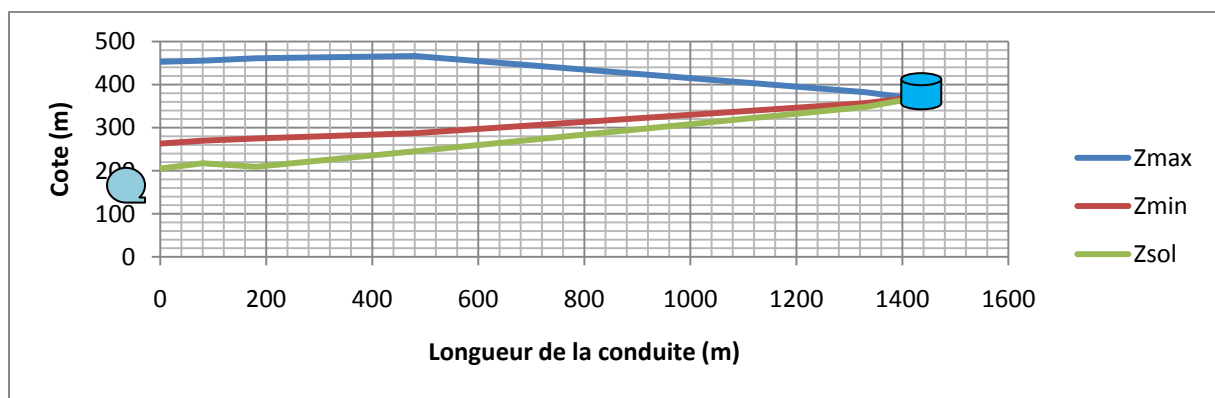


Figure VII-7 : Résultats des lignes piézométriques max et min pour SP1-2

➤ SP1-3 :

Cette station de pompage doit faire arriver l'eau à la côte 525m

Elle aura une HMT de 159m.

Les résultats montrés dans le tableau suivant :

Tableau VII-5 : Résultats des lignes piézométriques max et min pour SP1-3

Distance (m)	0,00	919,00	1919,00
Zmax (m)	589,95	579,24	528,00
Zmin (m)	424,66	453,60	527,99
Zsol (m)	364,00	424,61	525,00
Pression (m)	225,95	154,63	3,00

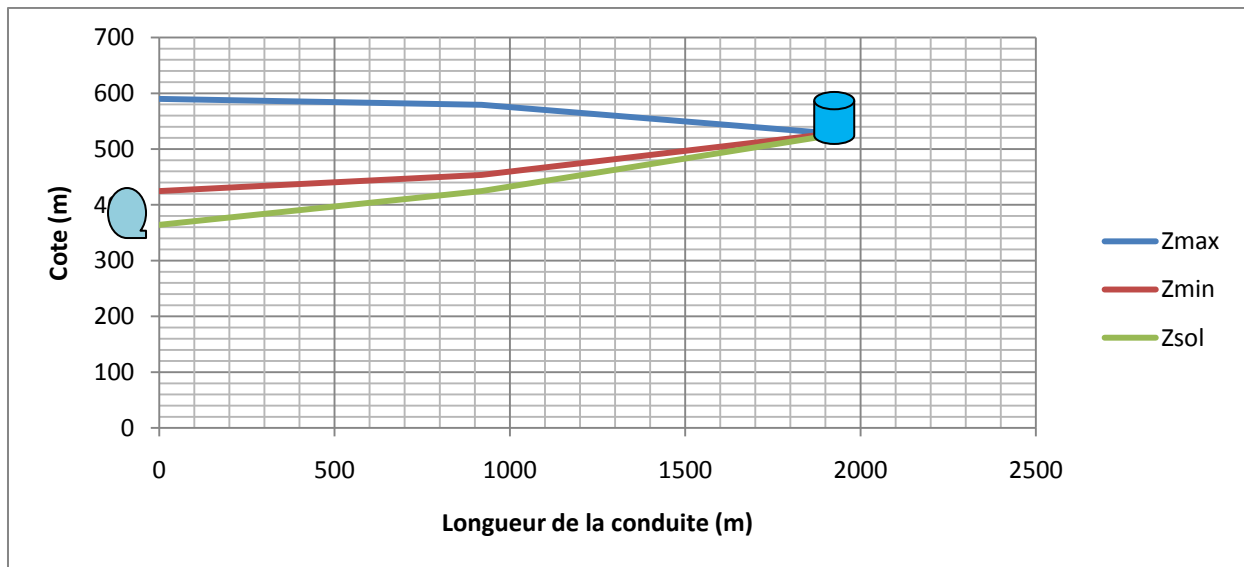


Figure VII-8 : Résultats des lignes piézométriques max et min pour SP1-3

➤ SP1-4:

Cette station de pompage doit faire arriver l'eau à la cote 684m

Elle aura une HMT de 159m.

Les résultats montrés dans le tableau suivant

Tableau VII-6 : Résultats des lignes piézométriques max et min pour SP1-4

Distance (m)	0,00	100,00	850,00	1300,00	1800,00	2140,00
Zmax(m)	734,42	732,68	724,89	713,70	698,28	687,00
Zmin (m)	609,92	612,09	629,03	643,94	667,05	686,99
Zsol (m)	526,00	538,00	609,30	611,10	667,00	684,00
Pression (m)	208,42	194,68	115,59	102,60	31,28	3,0000031

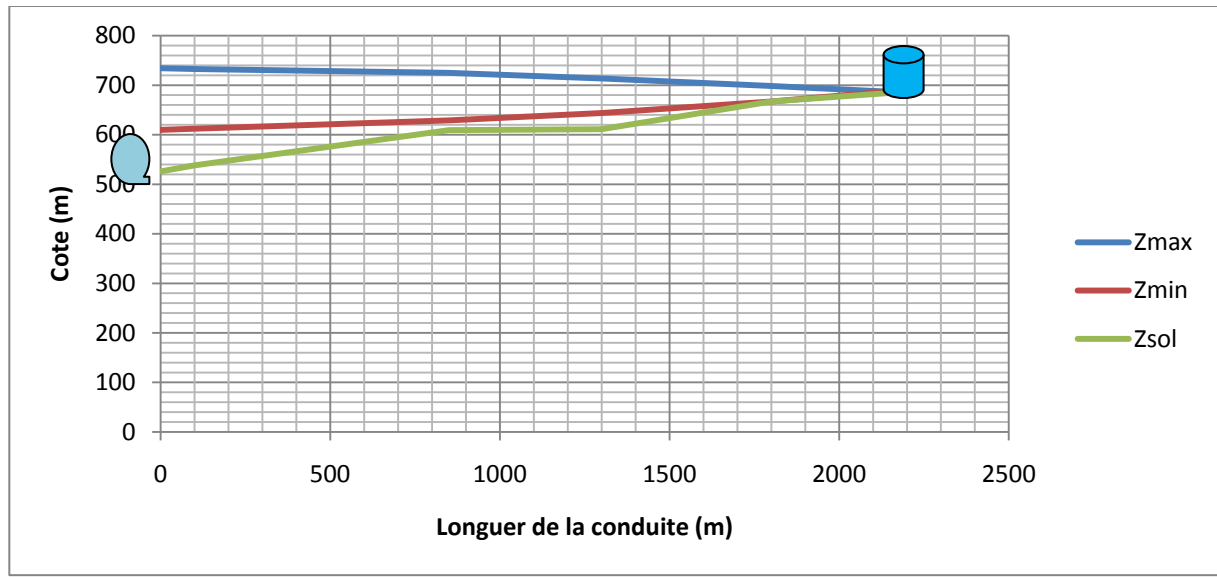


Figure VII-9 : Résultats des lignes piézométriques max et min pour SP1-4

➤ SP1-5:

Cette station de pompage doit faire arriver l'eau à la cote 758,68m
Elle aura une HMT de 118m.

Les résultats montrés dans le tableau suivant :

Tableau VII-7 : Résultats des lignes piézométriques max et min pour SP1-5

Distance (m)	0,00	910,00	1210,00
Zmax (m)	687,00	802,56	761,70
Zmin (m)	686,99	735,65	761,70
Zsol (m)	684,00	734,18	758,70
Pression (m)	3,00	68,38	3,00

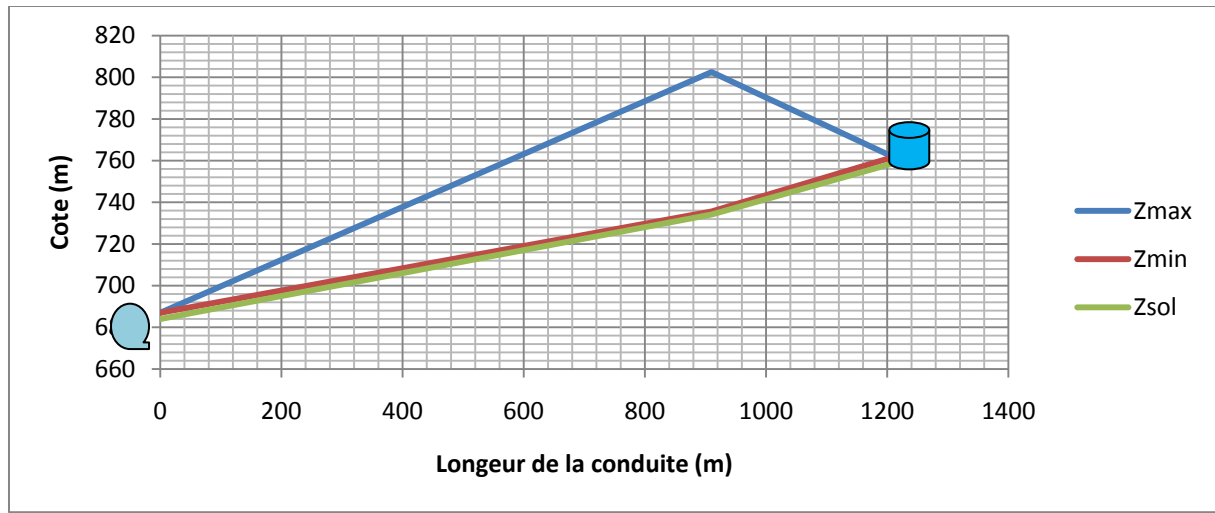


Figure VII-10 : Résultats des lignes piézométriques max et min pour SP1-5

Les volumes des réservoirs d'air nécessaire (en m³) pour protéger ces différentes conduites sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VII-8 : Récapitulatif des volumes des réservoirs d'air pour les SP.

SP	V(m ³)
SP0-1	8,50
SP0-2	2,50
SP1-1	2,00
SP1-2	1,50
SP1-3	2,50
SP1-4	5,50
SP1-5	0,70

Le positionnement des stations de pompage n'étant pas très précis dans le premier calcul des volumes des réservoirs d'air, dans un souci de précision, nous avons tenu à refaire les calculs en utilisant un deuxième logiciel du fait de la non disponibilité du premier mais avec un positionnement des stations corrigé.

Le logiciel en question est le « WINRAM », qui nous donnera les volumes des réservoirs d'air à mettre en place pour protéger les installations hydrauliques, on prendra comme marge de sécurité 20% du volume du réservoir calculé.

Winram est un logiciel de simulation, son principe de fonctionnement est expliqué dans ce qui suit:

En commencera par l'introduction des coordonnées des différents points particuliers de profil de la conduite, c'est-à-dire les points les plus hauts et les plus bas. Le logiciel calcule par la suite la dépression et les surpressions à ces points d'après la relation d'ALLIEVI.

L'ingénieur doit choisir un type précis d'anti-bélier ,ainsi que sa position (verticale ou horizontale), après cela il doit introduire un volume initial d'air , Winram fait les calculs avec la relation d'ALLIEVI , et on aura l'enveloppe piézométrique comme sortie , on vérifie que La dépression doit être inférieure à 6m au risque d'avoir un phénomène de cavitation dans le cas contraire la mise en place de ventouse est envisagée et que la surpression ne doit pas dépasser la pression nominale de la conduite.

Si ces dernières ne sont pas satisfaites, nous devons augmenter le volume d'air du ballon jusqu'à ce que nous ayons une bonne enveloppe piézométrique et nous choisissons d'après le catalogue un volume commercial le plus proche à ce volume.

8.3. Tronçon Barrage-Beni Melleuk (Winram)

Pour ce tronçon on va dimensionner la protection dans le cas de la deuxième variante car celle-ci présente six stations de pompages et par conséquent nécessite plus de protection.

La célérité $a = 1261,21$ m/s

Les résultats des calculs ainsi que les lignes piézométriques minimales et maximales sont explicitées ci-dessous :

8.3.1. SP1

Tableau VII-9 : Les lignes piézométriques max et min pour SP1 (Barrage-Beni Melleuk V2)

Abscisse (m)	0,00	250,00	550,00	800,00	900,00
Zmin (m)	132,05	139,81	149,13	156,89	160,00
Zmax (m)	186,31	179,00	170,23	162,92	160,00
Zsol (m)	43,10	81,34	126,11	142,50	160,00

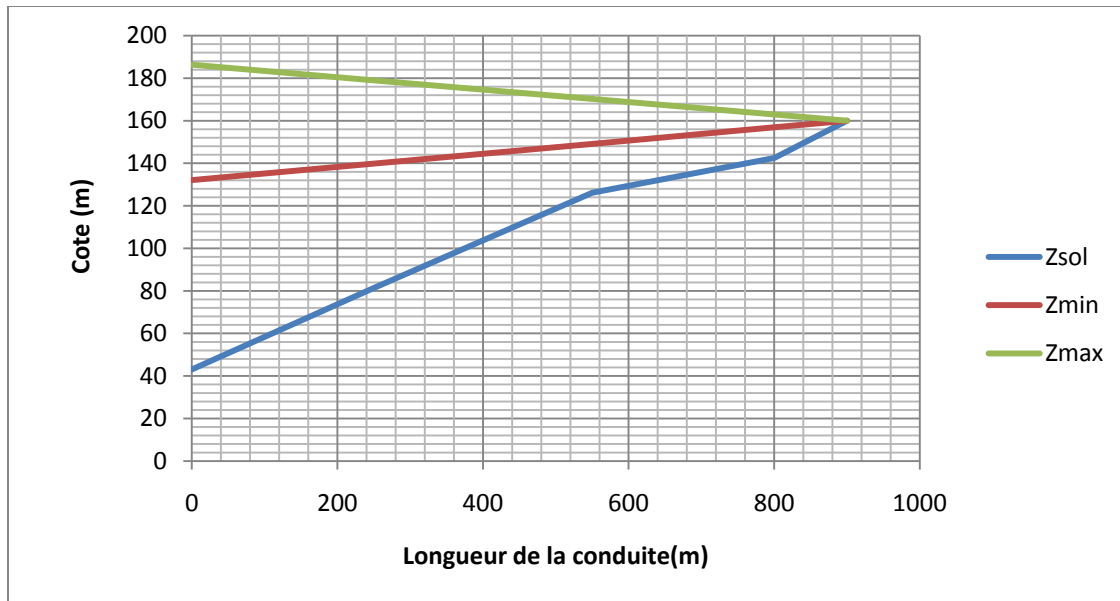
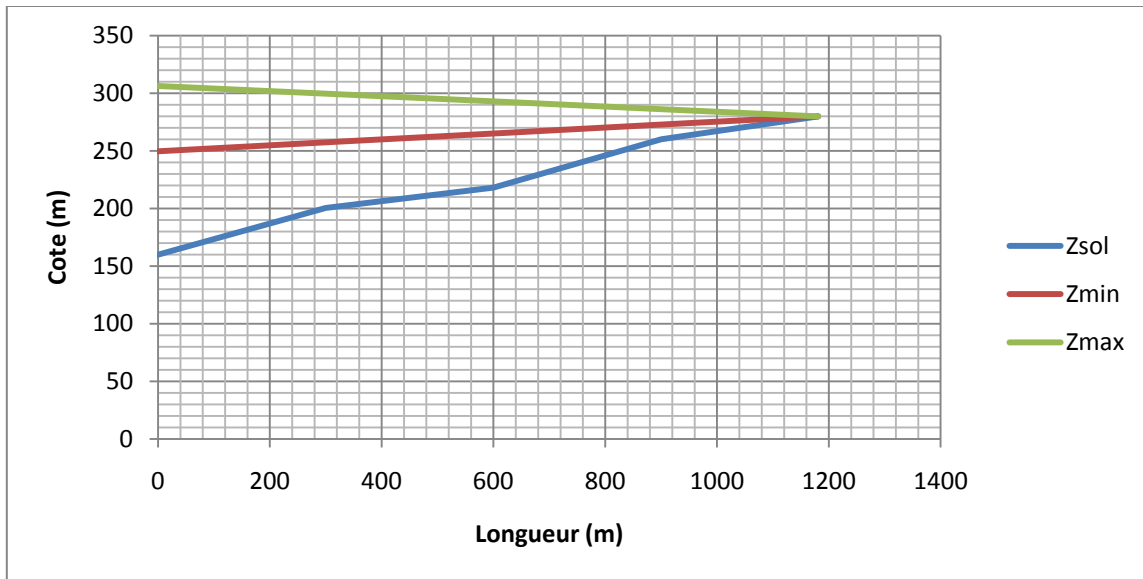


Figure VII-11 : Les lignes piézométriques max et min pour SP1(Barrage-Beni Melleuk)

8.3.2. SP2 :

Tableau VII-10 : Les lignes piézométriques max et min pour SP2(Barrage-Beni Melleuk V2)

Abscisse (m)	0,00	300,00	600,00	900,00	1181,00
Zmin (m)	249,68	257,38	265,08	272,79	280,00
Zmax (m)	306,28	299,60	292,93	286,25	280,00
Zsol (m)	160,00	200,50	218,11	260,09	280,00



VII-12 : Les lignes piézométriques max et min pour SP2 (Barrage-Beni Melleuk V2)

8.3.3. SP3

Tableau VII-11 : Les lignes piézométriques max et min pour SP3(Barrage-Beni Melleuk V 2)

Abscisse (m)	0,00	169,00	469,00	719,00	969,00
Zmin (m)	367,56	373,22	383,26	391,63	400,00
Zmax (m)	428,80	423,78	414,86	407,43	400,00
Zsol (m)	280,00	307,60	348,00	378,83	400,00

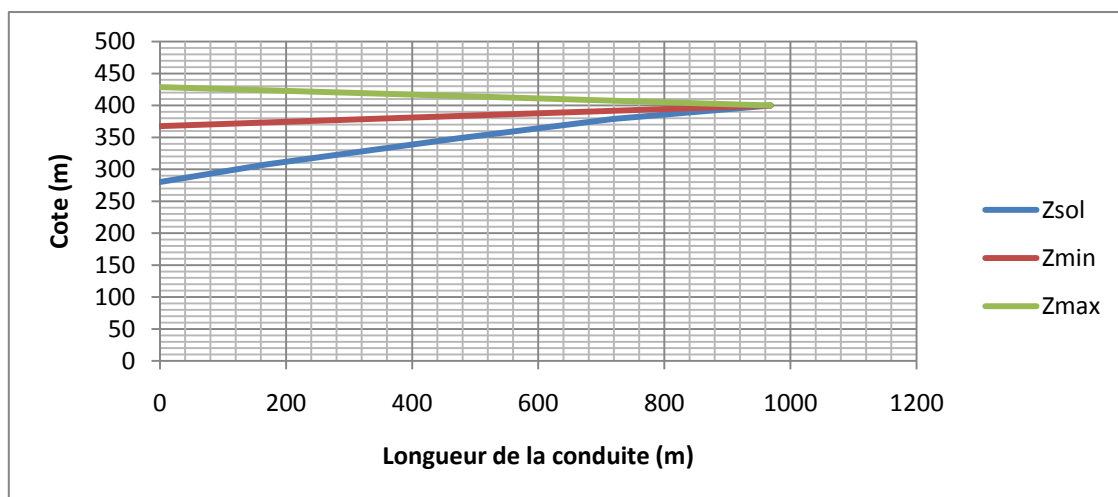


Figure VII-13 : Les lignes piézométriques max et min pour SP3(Barrage-Beni Melleuk V2)

8.3.4. SP4

Tableau VII-12 : Les lignes piézométriques max et min pour SP4 (Barrage-Beni Melleuk V2)

Abscisse (m)	0,00	250,00	650,00	950,00	1550,00
Zmin (m)	465,13	474,79	490,24	501,82	525,00
Zmax (m)	582,65	573,35	558,48	547,32	525,00
Zsol (m)	400,00	416,06	443,58	468,61	525,00

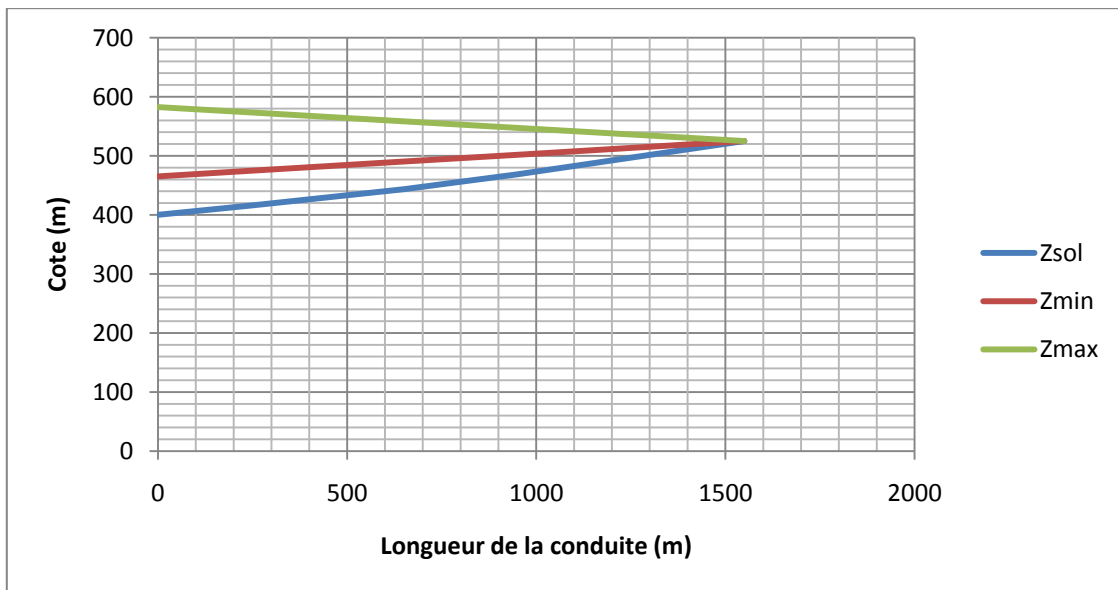


Figure VII-14 : Les lignes piézométriques max et min pour SP4(Barrage-Beni Melleuk V2)

8.3.5. SP5

Tableau VII-13 : Les lignes piézométriques max et min pour SP5 (Barrage-Beni Melleuk V2)

Abscisse (m)	0,00	400,00	900,00	1200,00	1400,00
Zmin (m)	578,76	596,26	618,13	631,25	640,00
Zmax (m)	698,77	681,98	660,99	648,40	640,00
Zsol (m)	525,00	542,50	609,14	610,82	640,00

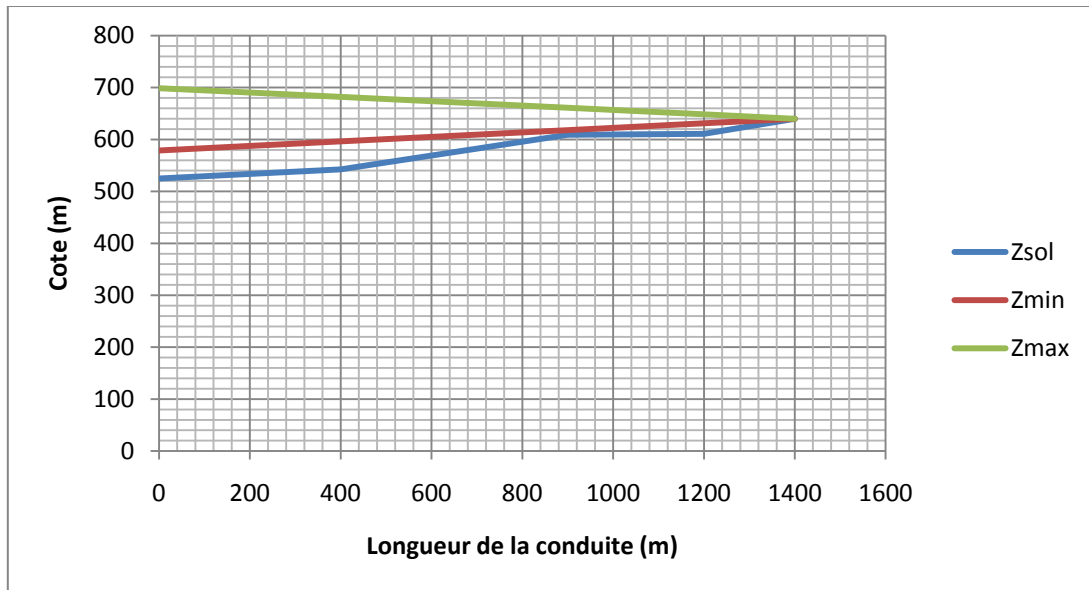


Figure VII-15 :Les lignes piézométriques max et min pour SP5 (Barrage-Beni Melleuk V2)

8.3.6. SP6 :

Tableau VII-14 :Les lignes piézométriques max et min pour SP6 (Barrage-Beni Melleuk V2)

Abscisse (m)	0,00	500,00	1000,00	1500,00	1950,00
Zmin (m)	701,01	715,63	730,24	744,85	758,00
Zmax (m)	809,07	795,97	782,88	769,78	758,00
Zsol (m)	640,00	669,90	727,91	736,01	758,00

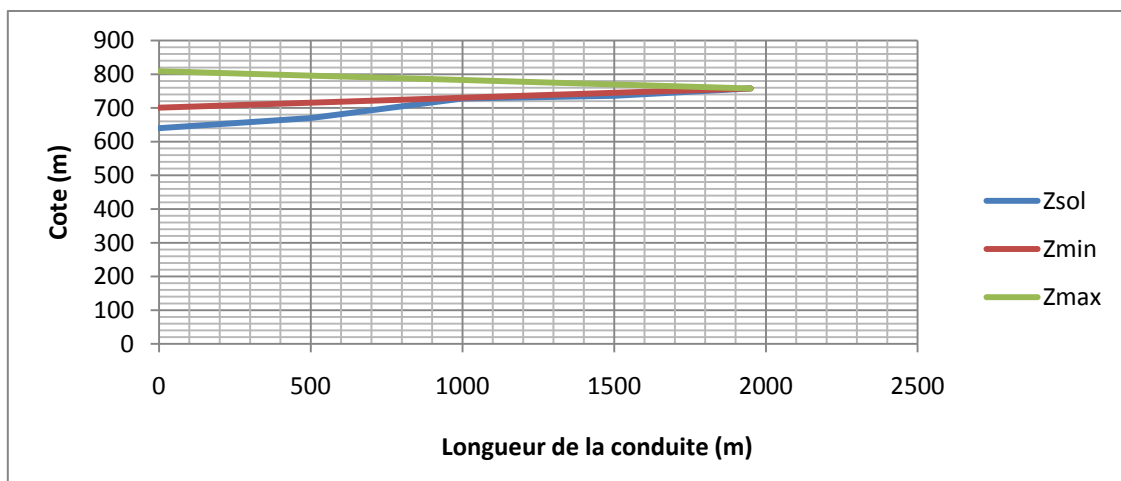


Figure VII-16 Les lignes piézométriques max et min pour SP6 (Barrage-Beni Melleuk V2)

8.4. Tronçon Damous-Oued Goussime :

Dans ce tronçon, on aura juste une station de pompage située entre Beni Haoua et Oued Goussime.

$$a = 1261,08 \text{ m/s}$$

Les résultats des calculs ainsi que les lignes piézométriques minimales et maximales sont explicitées ci-dessous :

Tableau VII-15 : Les lignes piézométriques max et min pour SP (Damous-Oued Goussime)

Abscisse (m)	0,00	500,00	1200,00	1800,00	2489,00
Zmin (m)	198,17	207,12	219,64	230,37	242,70
Zmax (m)	284,03	275,73	264,10	254,14	242,70
Zsol (m)	112,18	149,16	195,00	225,00	242,70

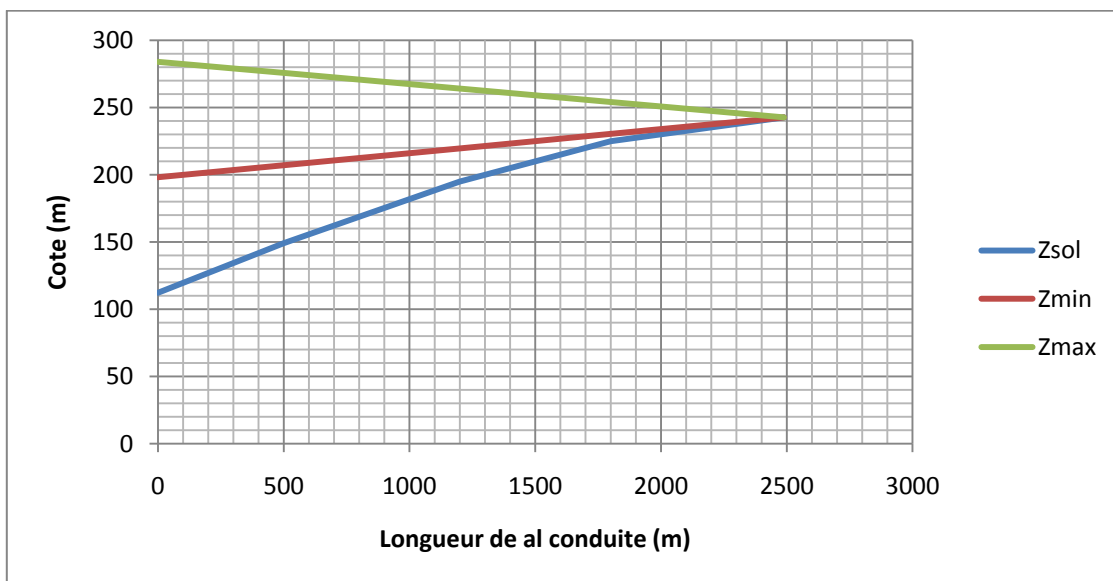


Figure VII-17 : Les lignes piézométriques max et min pour SP (Damous-Oued Goussime)

8.5. Barrage-Breira (Variante 2) :

Dans ce tronçon, on aura deux stations de pompage, SP1 et SP2.

Les résultats des calculs ainsi que les lignes piézométriques minimales et maximales sont explicitées ci-dessous :

8.5.1. SP1

Tableau VII-16 : lignes piézométriques max et min pour SP1 (Barrage-Breira)

Abscisse (m)	0,00	400,00	500,00	600,00	1063,50
Zmin (m)	131,54	164,06	172,19	180,32	218,00
Zmax (m)	316,22	279,28	270,04	260,81	218,00
Zsol (m)	48,00	108,00	125,00	138,00	218,00

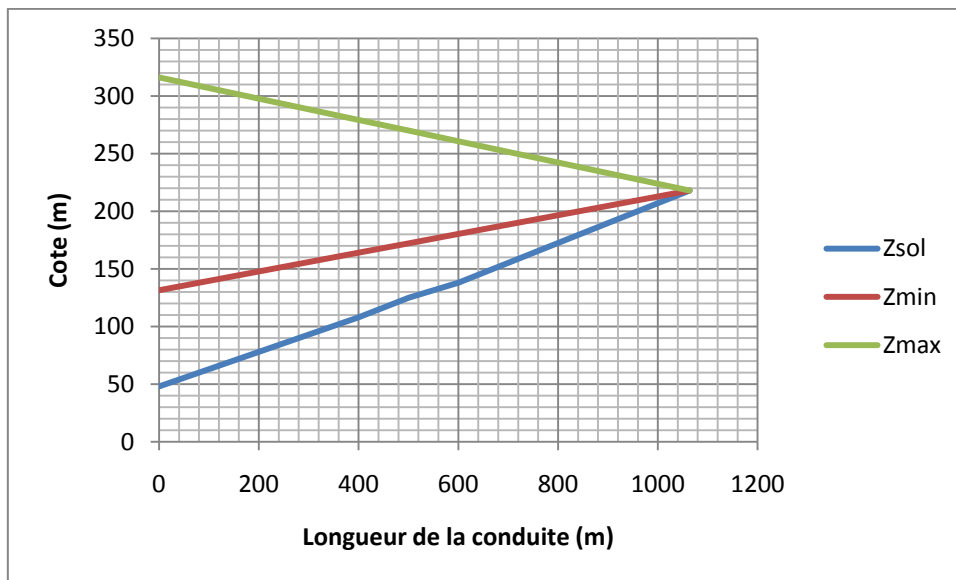


Figure VII-18 : Lignes piézométriques max et min pour SP1(Barrage-Breira)

8.5.2. SP2

Tableau VII-17 : Lignes piézométriques max et min pour SP2 (Barrage-Breira)

Abscisse (m)	0,00	35,70	236,50	436,50	636,50
Zmin (m)	235,30	238,93	259,34	279,67	300,00
Zmax (m)	380,56	376,04	350,62	325,31	300,00
Zsol (m)	218,00	233,80	246,30	266,80	300,00

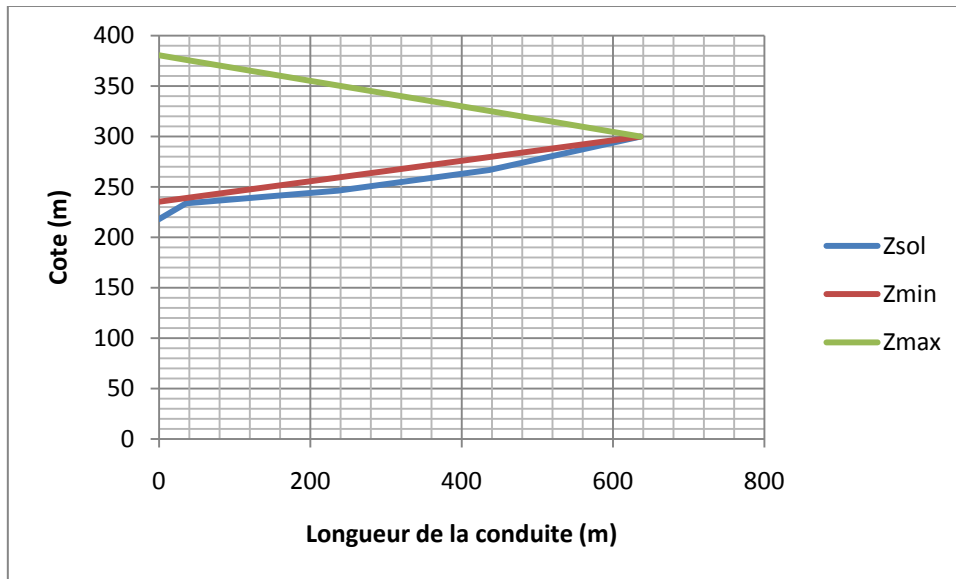


Figure VII-19 : Lignes piézométriques max et min pour SP2(Barrage-Breira)

8.6. Breira- Tachta (variante 2) :

Dans ce tronçon, on aura quatre stations de pompage, SP1, SP2 et SP3.

Les résultats des calculs ainsi que les lignes piézométriques minimales et maximales sont explicitées ci-dessous :

8.6.1. SP1

Tableau VII-18 : Lignes piézométriques max et min pour SP1 (Breira- Tachta)

Abscisse (m)	0,00	142,00	492,00	842,00	2092,00
Zmin (m)	422,32	428,27	442,94	457,61	510,00
Zmax (m)	599,93	593,82	578,78	563,73	510,00
Zsol (m)	348,00	383,00	402,00	433,00	510,00

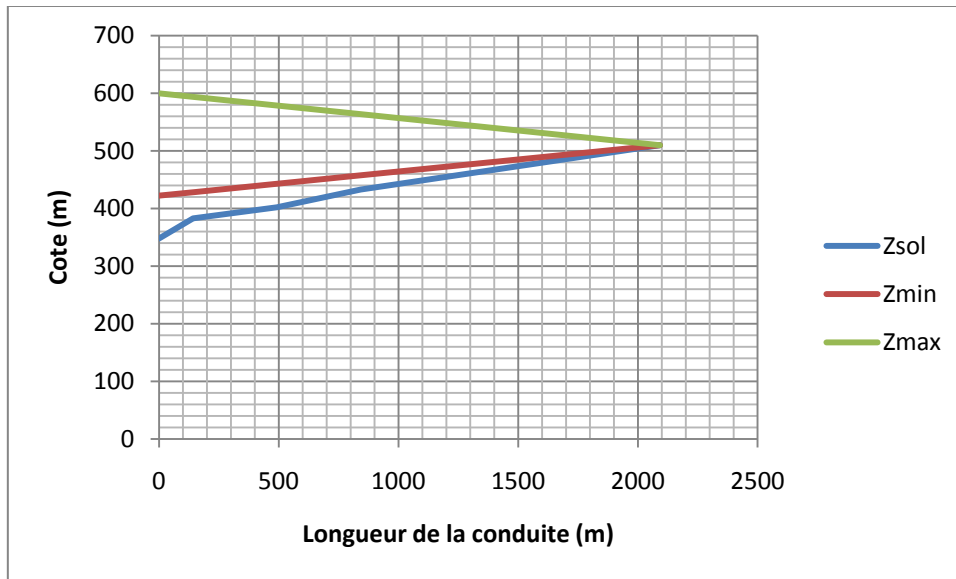


Figure VII-20 :Lignes piézométriques max et min pour SP1(Breira- Tachta)

8.6.2. SP2

Tableau VII-19 : Lignes piézométriques max et min pour SP2 (Breira- Tachta)

Abscisse (m)	0,00	1550,00	2200,00	3250,00
Zmin (m)	580,17	625,40	644,36	675,00
Zmax (m)	785,77	732,94	710,79	675,00
Zsol (m)	510,00	587,80	634,00	675,00

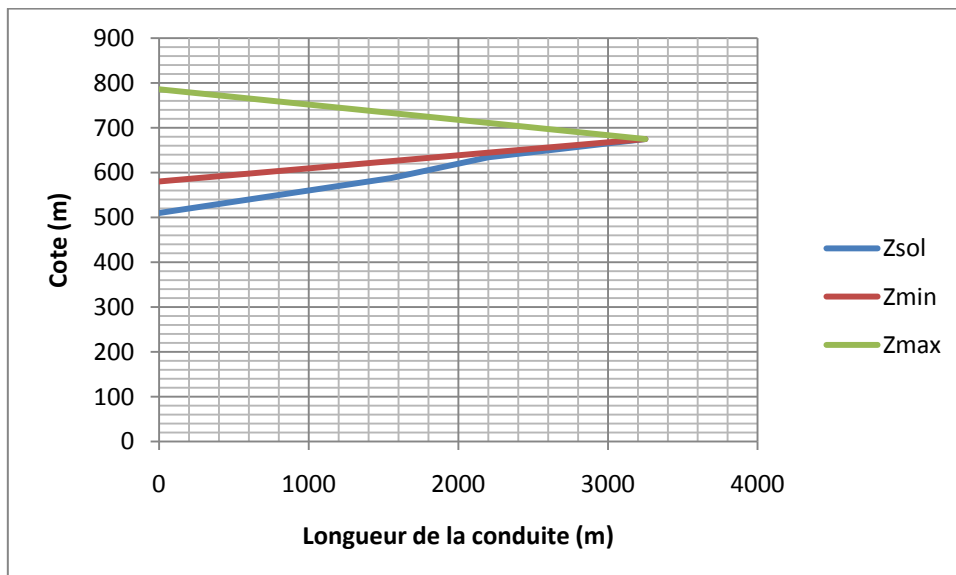


Figure VII-21 : Lignes piézométriques max et min pour SP2 (Breira- Tachta)

8.6.3. SP3

Tableau VII-20 : Lignes piézométriques max et min pour SP3 (Breira- Tachta)

Abscisse (m)	0,00	900,00	1600,00	1950,00	2250,00
Zmin (m)	665,32	697,59	722,69	735,24	746,00
Zmax (m)	822,11	791,67	767,99	756,15	746,00
Zsol (m)	675,00	711,00	740,00	736,00	746,00

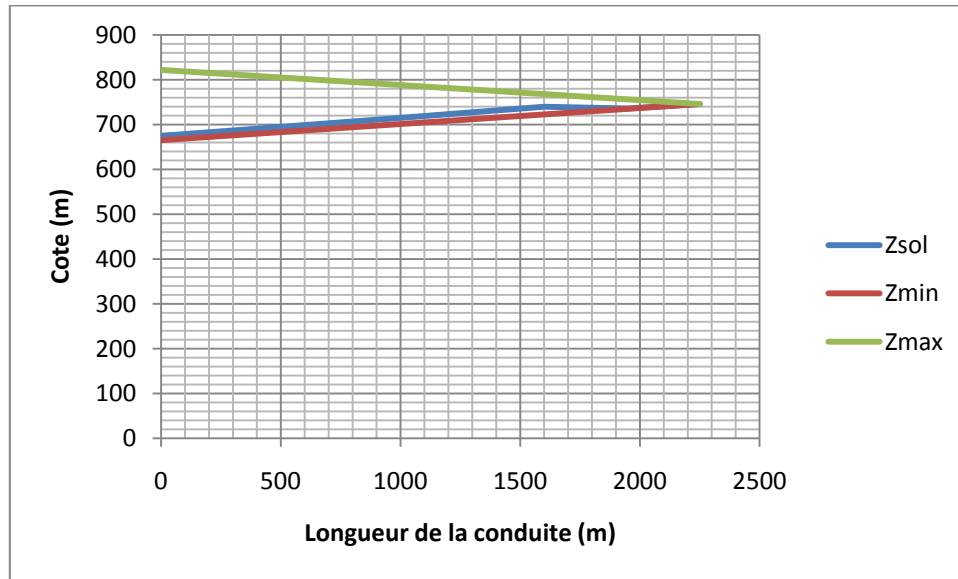


Figure VII-22 : Lignes piézométriques max et min pour SP3 (Breira- Tachta)

8.7. P1-Tachta-Breira (variante 1) :

Dans ce tronçon, on aura deux stations de pompage, SP1 et SP2.

Les résultats des calculs ainsi que les lignes piézométriques minimales et maximales sont explicitées ci-dessous :

8.7.1. SP1 (P1-Tachta)

Tableau VII-21 : Lignes piézométriques max et min pour SP1(P1-Tachta)

Abscisse (m)	0,00	77,00	177,00
Zmin (m)	641,33	652,32	666,60
Zmax (m)	691,62	680,74	666,60
Zsol (m)	607,00	633,00	666,60

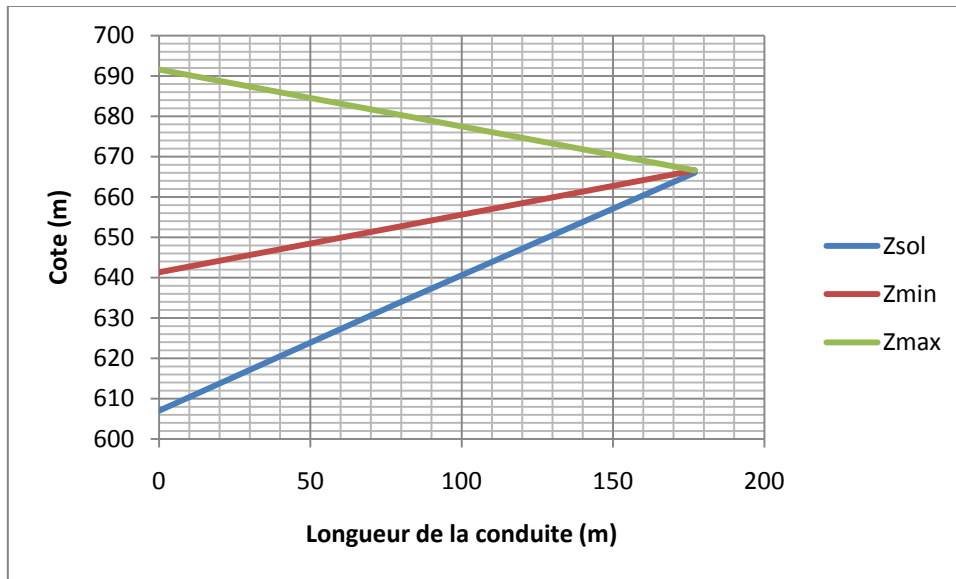


Figure VII-23 :Lignes piézométriques max et min pour SP1 (P1-Tachta)

8.7.2. SP2 (Tachta- Breira) :

Tableau VII-22 : Lignes piézométriques max et min pour SP2 (Tachta- Breira)

Abscisse (m)	0,00	800,00	1300,00	1600,00	2500,00
Zmin (m)	709,67	720,85	727,84	732,03	744,60
Zmax (m)	774,93	766,03	760,46	757,13	747,11
Zsol (m)	643,00	688,00	737,50	742,00	746,00

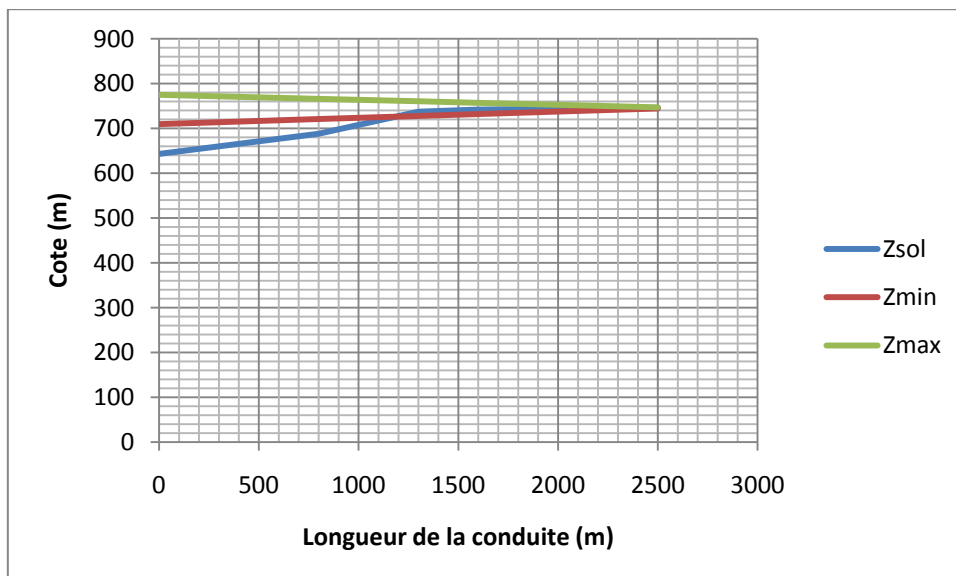


Figure VII-24 : Lignes piézométriques max et min pour SP2

8.8. Barrage-Damous :

Dans ce tronçon, on a trois (03) stations de pompage : SP1, SP2 et SP3 :

Les résultats des calculs ainsi que les lignes piézométriques minimales et maximales sont explicitées ci-dessous :

8.8.1. SP1

Tableau VII-23 : Lignes piézométriques max et min pour SP1 (Barrage-Damous)

Abscisse (m)	0,00	3000,00	5000,00	8000,00	9577,00
Zmin (m)	13,18	41,95	61,12	89,88	105,00
Zmax (m)	175,96	153,73	138,91	116,69	105,00
Zsol (m)	48,00	47,90	37,00	138,70	105,00

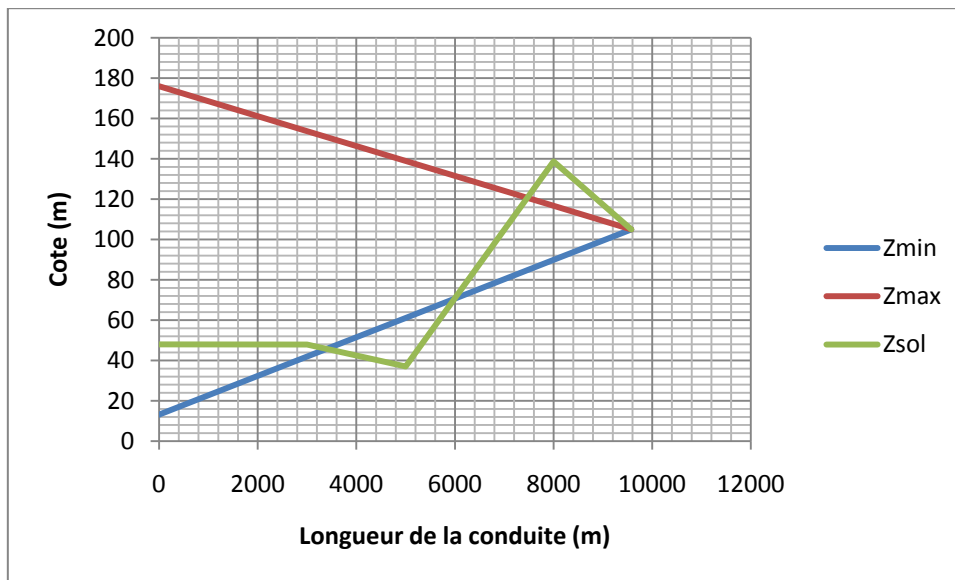


Figure VII-25 : Lignes piézométriques max et min pour SP1(Barrage-Damous)

8.8.2. SP2

Tableau VII-24 : Lignes piézométriques max et min pour SP2(Barrage-Damous)

Abscisse (mètres)	0,00	250,00	500,00	700,00	863,00
Zmin(m)	192,40	196,63	200,86	204,24	207,00
Zmax (m)	220,14	216,34	212,53	209,48	207,00
Zsol (m)	105,00	166,00	172,80	192,50	207,00

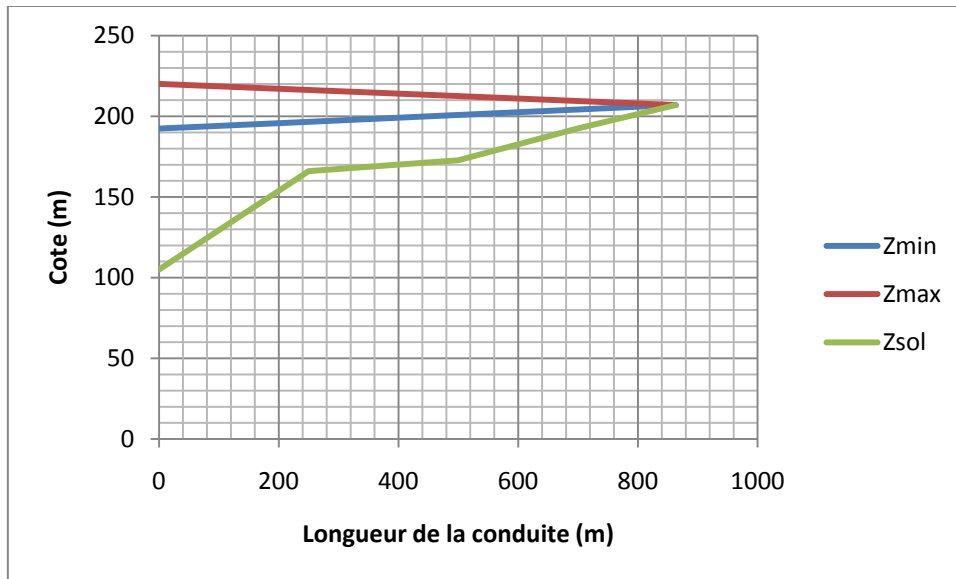


Figure VII-26 : Lignes piézométriques max et min pour SP2 (Barrage-Damous)

8.8.3. SP3

Tableau VII-25 : Lignes piézométriques max et min pour SP3 (Barrage-Damous)

Abscisse (m)	0,00	100,00	200,00	300,00	358,00
Zmin (m)	251,86	253,58	255,29	257,01	258,00
Zmax (m)	263,52	261,98	260,44	258,89	258,00
Zsol (m)	207,00	217,00	232,80	248,53	258,00

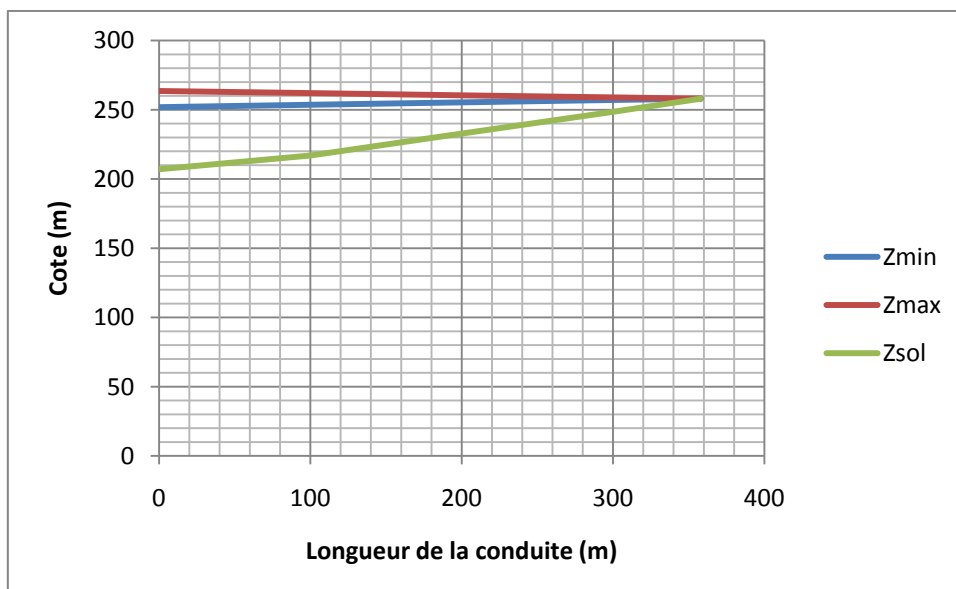


Figure VII-27 :Lignes piézométriques max et min pour SP3 (Barrage-Damous)

8.9. Sidi Ghiles vers Cherchell

Tableau VII-26 : Lignes piézométriques max et min pour SP1 (Sidi Ghiles-Cherchell)

Abscisse (m)	piézo mini (m)	piézo maxi (m)	côte du point (m)
0,00	131,96	331,16	101,00
433,00	159,89	301,16	165,80
943,00	192,78	265,83	212,70
1043,00	199,23	258,90	217,40
1343,00	218,58	238,12	222,00

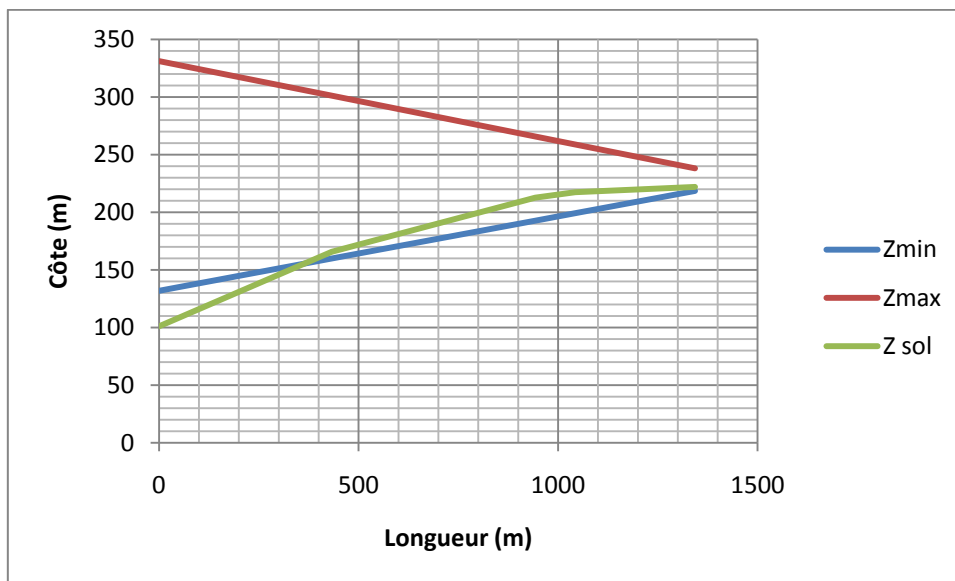


Figure VII-28 : Lignes piézométriques max et min pour SP (Sidi Ghiles-Cherchell)

8.10. Barrage Beni Melleuk (V1)

➤ SP1

Tableau VII-27 : lignes piézométriques max et min pour SP1 (Barrage Beni Melleuk V1)

Abscisse (mètres)	piézo mini (m)	piézo maxi (m)	côte du point (m)
0,00	103,80	284,30	43,00
700,00	156,12	229,54	153,40
800,00	163,60	221,72	142,50
948,40	174,69	210,11	173,50

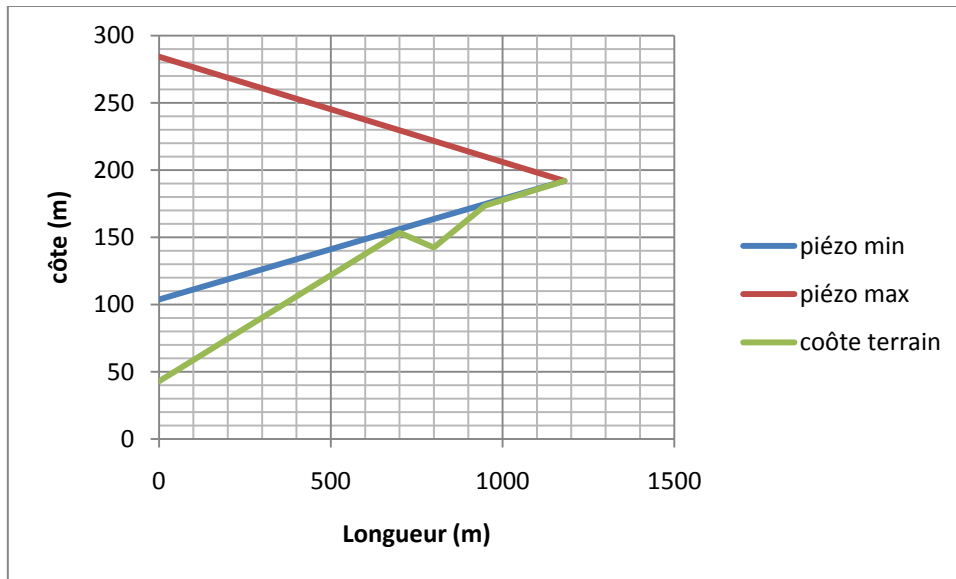


Figure VII-29 : Lignes piézométriques max et min pour SP1 (Barrage Beni Melleuk V1)

➤ SP2

Tableau VII-28 : Lignes piézométriques max et min pour SP2 (Barrage Beni Melleuk V1)

Abscisse (mètres)	piézo mini (m)	piézo maxi (m)	cote du point (m)
0,00	258,47	435,89	192,00
170,00	269,19	425,36	217,00
270,00	275,49	419,18	245,00
1420,00	348,00	348,00	348,00

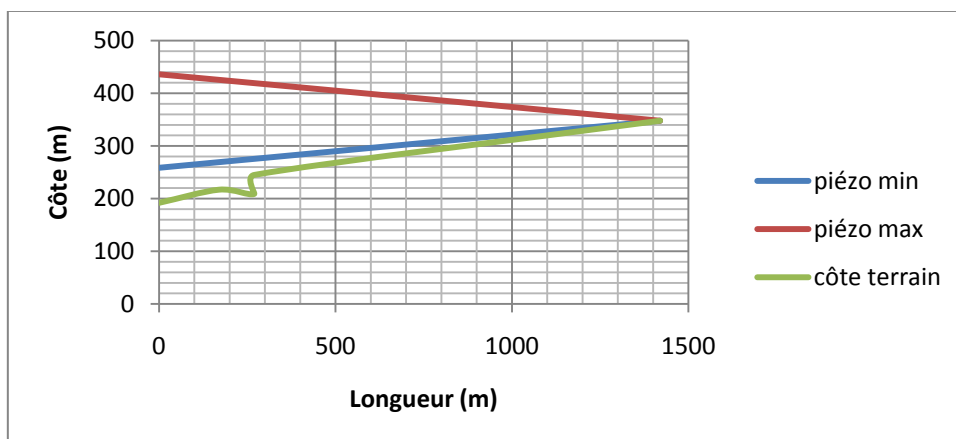


Figure VII-30 : Lignes piézométriques max et min pour SP2 (Barrage Beni Melleuk V1)

➤ Sp3

Tableau VII-29 : Lignes piézométriques max et min pour SP3 (Barrage Beni Melleuk V1)

Abscisse (mètres)	piézo mini (m)	piézo maxi (m)	côte du point (m)
0,00	396,69	593,65	348,00
700,00	435,03	557,46	416,00
1049,00	454,14	539,41	430,00
1850,00	498,00	498,00	498,00

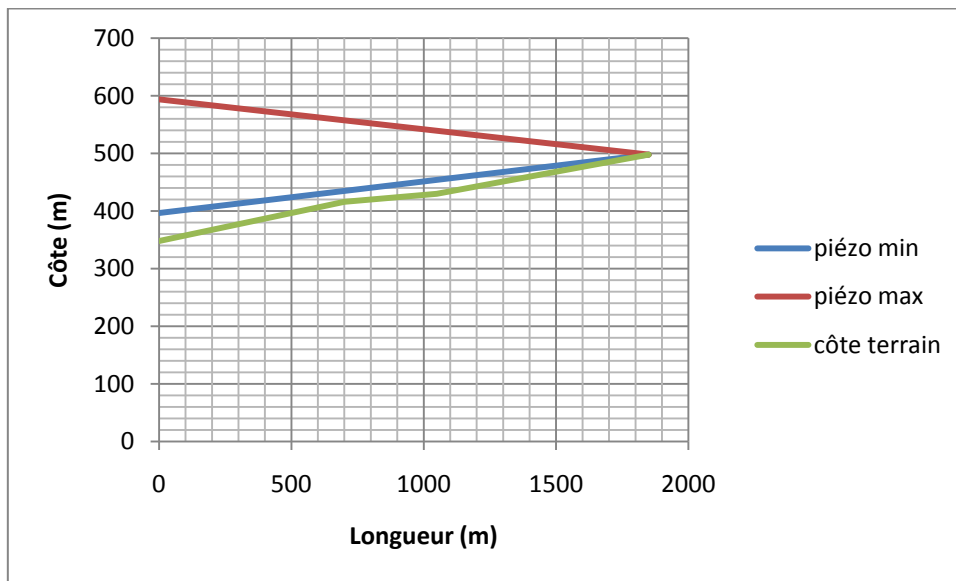


Figure VII-31 : Lignes piézométriques max et min pour SP3 (Barrage Beni Melleuk V1)

➤ Sp4

Tableau VII-30 : Lignes piézométriques max et min pour SP4 (Barrage Beni Melleuk V1, Winram)

Abscisse (mètres)	piézo mini (m)	piézo maxi (m)	cote du point (m)
0,00	551,47	725,51	498,00
300,00	568,25	709,66	538,00
700,00	590,64	688,54	547,50
1050,00	610,22	670,05	609,20
1600,00	641,00	641,00	641,00

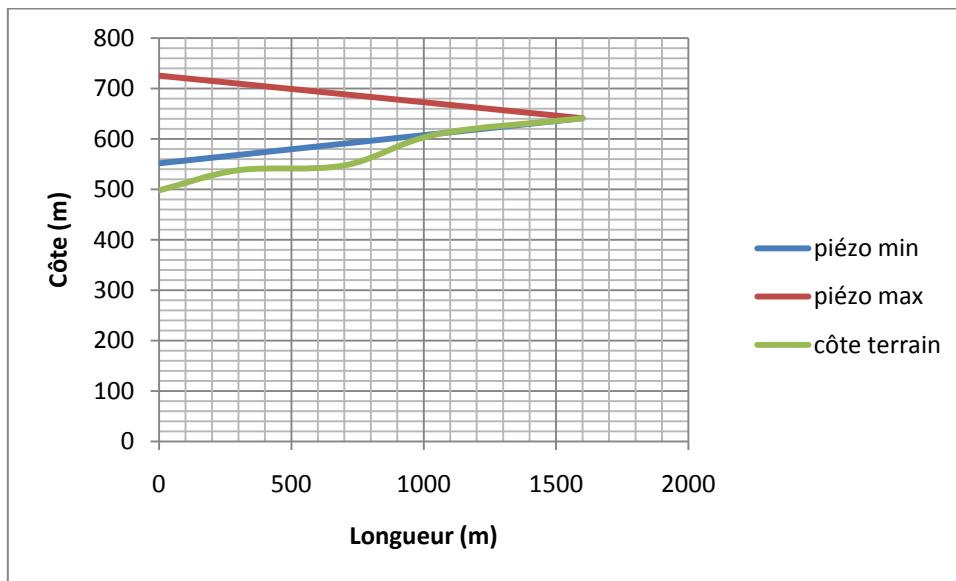


Figure VII-32 : Lignes piézométriques max et min pour SP4 (Barrage Beni Melleuk V1)

➤ Sp5

Tableau VII-31 : Lignes piézométriques max et min pour SP5 (Barrage Beni Melleuk V1)

Abscisse (mètres)	piézo mini (m)	piézo maxi (m)	côte du point (m)
0,00	660,89	853,08	641,00
1000,00	712,00	803,04	734,40
1550,00	740,11	775,51	751,60
1700,00	747,78	768,01	727,00
1900,00	758,00	758,00	758,00

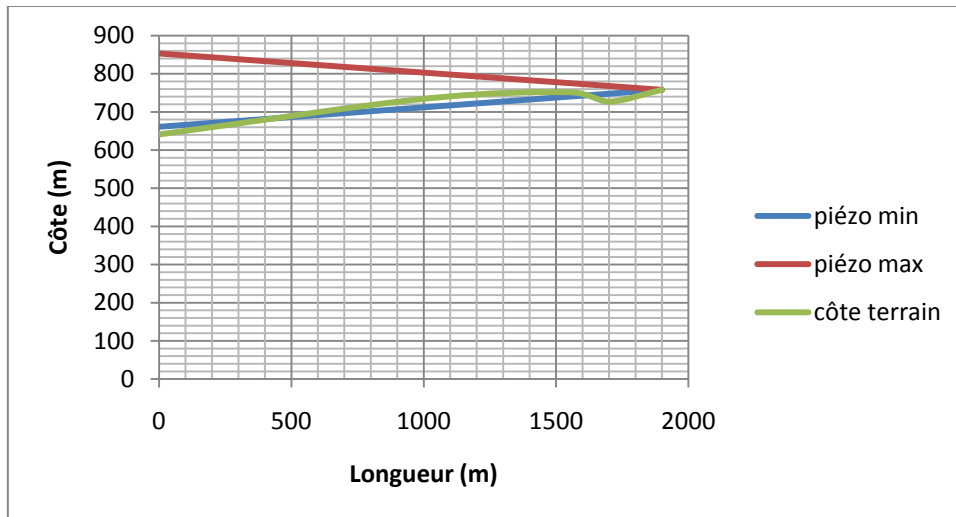


Figure VII-33 : Lignes piézométriques max et min pour SP5 (Barrage Beni Melleuk V1)

9. Inventaire des volumes des réservoirs d'air :

Les volumes des réservoirs d'air nécessaires pour protéger les installations hydrauliques, sont explicités comme suit :

Tableau VII-32 : Inventaire des volumes de protection

Tronçon	Station	Volume théorique (L)	Volume commercial (L)
Barrage vers Beni Melleuk V1	SP1	700	750
	SP2	1500	1500
	SP3	1300	1500
	SP4	700	750
	SP5	700	750
	SP6	1300	1500
P1-Tachta-Breira	SP1	7500	750
	SP2	800	1000
Barrage vers Beni Melleuk V2	SP1	2287	3000
	SP2	3577	4000
	SP3	3032	4000
	SP4	4849	5000
	SP5	3692	4000
Barrage vers Breira	SP1	1600	2000
	SP2	900	1000
Breira Tachta	SP1	450	500
	SP2	1800	2000
	SP3	450	500
Barrage ers Damous	SP1	1000	1000
	SP2	1000	1000
	SP3	700	750
Sidi Ghiles vers Cherchell	SP	1720	2000
Beni Haoua vers Oued Goussine	SP	700	7500

10. Conclusion :

Après un premier calcul sur les deux tronçons les plus importants faute de disponibilité de moyens techniques (logiciel indisponible), on a eu des résultats discutables du au mauvais placement des stations de pompage ce qui nous a conduit à refaire le calcul via un autre logiciel « WINRAM ».

Après ce deuxième calcul, on a eu des tronçons avec des dépressions, dans ces tronçons la protection par réservoir d'air n'est pas suffisante, il faudra mettre en place des ventouse pour évacuer l'air, dans le cas où la dépression est trop importante la protection avec les réservoirs d'air est inappropriée et il faut en placer une autre.

Pour les autres tronçons les résultats sont très satisfaisants vu qu'on a eu des pressions inférieure à 25bar, tout en évitant la dépression.

Conclusion générale

L'objectif de ce projet est le transfert d'eau du barrage de Kef Eddir vers les trois (03) wilayas de Tipaza, Ain Defla et Chlef afin de les alimenter en eau potable et en eau brute. Ce qui permettra de palier au manque d'eau destinée à l'irrigation et à l'alimenter des zones d'expansion touristiques en cours de réalisation.

Dans une première étape, nous avons évalué les besoins que ce soit pour l'alimentation en eau potable des villes concernées, ou pour les besoins touristiques futures pour les ZET, ainsi que pour les besoins en irrigation des PMH de Damous, Zebboudja, Beni Haoua et Breira,

Il s'en est suivi une étude technico-économique afin de comparer les deux variantes retenues par le tracé, afin de choisir la variante la plus techniquement la plus satisfaisante tout en prenant en considération le coté économique du projet.

En dernier, on s'est penché sur les moyens de protection des conduites contre le phénomène du coup de bélier, qui est très fréquent surtout dans le cas du refoulement. Nous avons donc dimensionné les protections qui s'imposent pour les deux tronçons les plus importants avec un premier logiciel, avant de reprendre les calculs pour tous les tronçons avec un autre logiciel en raison de non disponibilité du premier.

De nombreuses difficultés ont été rencontrées durant ce projet parmi elles le manque de données relatives aux prix de la pose des conduites, des stations de pompage, et le coût des réservoirs anti-bélier ce qui nous a empêché de réaliser une étude technico-économique complète. Une autre difficulté concerne le tracé des variantes du fait de la complexité de la topographie du terrain.

Ce travail nous a permis de bien mettre en pratiques les connaissances acquises durant notre formation d'ingénieur, de nous acclimater aux conditions réelles du terrain et de faire face à des problèmes réels tel que les aléa du terrain naturel, et de mieux connaître les travaux hydrauliques en Algérie.

Bibliographie

- Alibay, T. (2003). Etude du périmètre d'irrigation (sahel Algérois ouest). Ecole nationale supérieure de l'hydraulique, option irrigation et drainage, 86 pages.
- Boudjelal, A. (2007). Détermination des besoins en eau des cultures à l'aide de logiciel cropwat 4.3 dans la wilaya de Tipaza, école nationale supérieure agronomique EL- Harrach - ingénieur hydraulique, 95 pages.
- Boukaka, M. (2003). Diagnostic du système d'AEP de la ville de Larbaa. Ecole nationale supérieure de l'hydraulique, option : conception des systèmes d'AEP, 130 pages.
- Bouziane, F. (2008). Alimentation en eau potable des centres ruraux de Sidi Amar, Merad et Meunacer (Tipaza). Ecole supérieure de l'hydraulique.
- Développement de stratégies pour un tourisme durable dans les nations méditerranéennes, Algérie : Rapport diagnostic, 162 pages.
- Dupont, A. (1979). « Hydraulique urbaine ». Tome II, édition Eyrolles, 484 pages

- Etude d'avant-projet détaillé relative au projet de transfert des eaux à partir du barrage de Kef Eddir dans la wilaya de Tipaza, 55 pages.

- Halimi, H. (2002). Contribution à l'étude d'un système AEP. Ecole nationale supérieure de l'hydraulique option : conception des systèmes d'AEP, 79 pages.
- Langlois, F. (2006). Influence de la variabilité de la pluie sur la production agricole dans le bassin de la Volta – Exemple du Maïs. rapport Master 1ère année Biologie, Géosciences Agronomie et Environnement. Univ Montpellier, 51 pages.

- Maougal, F. (2010). Etude du transfert Sétif-Houdna système Ouedt : IghirEmda-Mahouan. Ecole nationale polytechnique d'Alger, 127 pages
- Note de cours alimentation en eau potable par Dr Mounir Bouslimi. Ecole Supérieure des Ingénieurs de l'Equipement Rural De Medjez El-Bab. Tunisie, 141 pages
- Profil de durabilité dans quelques destinations touristiques méditerranéennes, la destination touristique pilote en Algérie : la zone côtière de Tipasa, Samir Grimes, juin 2011, 80 pages

- Réalisation de l'étude d'actualisation du plan national de l'eau, Août 2010, 106 pages.
- <http://www.dcwaindefla.dz/index.php/fr/presentation/presentation-de-la-wilaya> 12/03/2013
- <http://www.algerie-dz.com/forums/showthread.php?t=144200> 01/03/2013
- <http://www.andi.dz/PDF/monographies/Chlef.pdf> 25/03/2013

- http://www.lemaghrebdz.com/?page=detail_actu&rubrique=Nation&id=25563 12/03/2013

Annexe I : Evaluation des besoins en eau aux horizons actuel et futur**Annexe I-1: Typologie agglomération/ strates de population**

Les métropoles	Villes de plus de 300,000 habitants
L'urbain dit « supérieur »	100,000 < pop, ≤ 300,000 habitants
L'urbain	20,000 < pop, ≤ 100,000 habitants
Semi urbain	5,000 <pop, ≤ 20,000 habitants
Semi rural	3,000 <pop, ≤ 5,000 habitants
Rural aggloméré	600 (100 unités d'habitation) < pop, ≤ 3,000 habitants
Rural épars	Population inférieure à 600 habitants (100 unités d'habitations),

Annexe I-2 : Evolution des dotations unitaires domestiques et autres usages assimilés (en hypothèse tendancielle)

Type d'agglomération	Dotation horizon 2015(l/j/h)	Dotation Horizon 2030(l/j/h)
Les métropoles	152	192
L'urbain dit « supérieur »	128	165
L'urbain	119	154
Semi urbain	108	135
Semi rural	100	125
Rural aggloméré	86	104
Rural épars	60	60

Annexe I-3 : Estimation du surcroit de population touristique

Mois	Coefficient Zone A	Coefficient Zone B	Coefficient Zone C	Coefficient Zone D	Coefficient Zone E
Mai	2,50	1,25	0,5	0,25	0,10
Juin	2,50	1,25	0,5	0,25	0,10
Juillet	5,00	2,50	1,00	0,50	0,20
Aout	5,00	2,50	1,00	0,50	0,20
Septembre	2,50	1,25	0,5	0,25	0,10

Annexe I-4 : Les coefficient culturaux

	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Blé	0,4	0,6	0,8	0,9	0,9	0,4					0,2	0,4
Pomme,t,								0,6	0,7	0,7	1	0,7
Soja				0,2	0,5	0,7	0,8	0,7				
Tomates ind,				0,6	0,8	0,8	1	0,8	0,4			
Fourrage d'hiver	0,5										0,85	1,05
Betterave Suc,	0,8	0,8	0,8	0,8	0,6						0,4	0,6
Maraichage I			0,4	0,5	0,6	0,7	0,6	0,5				
Maraichage II	0,5	0,5						0,6	0,5	0,6	0,7	0,6
Arbre Fruit,	0,6	0,6	0,65	0,65	0,65	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,65	0,65

Annexe I-5 : Calcul des besoins en eau domestique, Tipaza (1)

Commune	pop 2008 (hab)	Ka	population 2013(hab)	population 2040(hab)	dotation actuelle(l/j/hab)	dotation future (l/j/hab)	demande actuelle (Hm ³)	demande AEP future (Hm ³)
Larhat								
Larhat	1819	62,30	2131	3813	140	140	0,11	0,19
Bouarous	727	62,30	1039	2721	80	104	0,03	0,10
Zone eparse	4813	62,30	5125	6807	80	80	0,15	0,20
Total Larhat	7359		8294	13340			0,29	0,50
Damous								
Damous	8949	276,90	10334	17810	140	140	0,53	0,91
Sidi Kasadi	4496	276,90	5881	13357	130	135	0,28	0,66
Zone eparse	3666	276,90	5051	12527	60	60	0,11	0,27
Total	17111		21265	43693			0,92	1,84
Beni Mellouk								
Beni Mellouk	1971	115,50	2548,5	5667	92	135	0,09	0,28
Tifssassine	1374	115,50	1951,5	5070	60	135	0,04	0,25
Zone eparse	4700	115,50	5277,5	8396	55	60	0,11	0,18
total			9777,5	19133			0,23	0,71

Annexe I-6 : Calcul des besoins en eau domestique pour horizon 2040, Tipaza (2)

Commune	pop 2008 (hab)	pop 2012(hab)	Ka	pop 2040 (hab)	dotation actuelle (l/j/hab)	dotation future(l/j/hab)	demande actuelle (Hm ³)	demande AEP future (Hm ³)
Messelmoun								
Messelmoun	6338	7045	176,75	11994	150	150	0,39	0,66
Frere Abidat	895	1158	65,75	2999	80	125	0,03	0,14
Zone eparse	331	1910	394,75	12963	80	80	0,06	0,38
Total Messelmoun	7564	10113		27956			0,48	1,17
Hadjret Ennous	1874	2274	100,00	5074	150	150	0,12	0,28
Sidi Ghiles								
Sidi Ghiles	10925	11560	158,75	16005	120	135	0,51	0,79
	406	430	6,00	598	100	104	0,02	0,02
	3951	4180	57,25	5783	50	60	0,08	0,13
Total Sidi Ghiles	15282	16170		22386			0,58	0,94
Gouraya								
Gouraya	11308	15390	1020,50	43964	165	165	0,93	2,65
Oued Essbt	2154	3988	458,50	16826	80	135	0,12	0,83
Zone eparse	6683	7251	142,00	11227	80	80	0,21	0,33
Total Gouraya	20145	26629		72017			1,26	3,80
Cherchell	48056	51702	729,30	71394	119	154	2,25	4,01

Annexe I-7 : Estimation de la demande future en eau potable, Ain bouyahia, El Abadia, Tachta

Ville	population 1998 (hab)	population 2008 (hab)	Ka	population 2013 (hab)	population 2040 (hab)	dotation actuelle (l/j/hab)	demande actuelle (Hm ³)	dotation future (l/j/hab)	demande future (Hm ³)
El Abadia	33221	40697	747,60	44435	64620	108	1,75	154	3,63
Tachta	19711	23397	368,60	25240	35192	108	0,99	154	1,98
Ain Bouyahia	13920	16213	229,30	17360	23551	108	0,68	154	1,32

Annexe I-8 : Demande future en eau potable, Chlef

Ville	population 1998(hab)	population 2008 (hab)	Ka	population 2013 (hab)	population 2040 (hab)	dotation actuelle (l/j/hab)	demande actuelle (Hm ³)	dotation future (l/j/hab)	demande future (Hm ³)
Beni haoua	17602	20853	325,10	22479	31256	108	0,89	154	1,76
oued Goussine	5439	6453	101,40	6960	9698	108	0,27	135	0,48
Breira	11808	13200	139,20	13896	17654	108	0,55	135	0,87

Annexe I-9 : Calcul de l'ET0 pour la station de Chlef

Mois	Temp Min °C	Temp Max °C	Humidité %	Vent Km/jour	Insolation heures MJ/m2/jour	Ray. m ² /jour	Eto mm/jour
Janvier	10,1	15,9	77	199	5,7	9,5	1,47
Février	9,7	17,5	74	216	6,7	12,7	2,03
Mars	13,2	21,0	71	233	7,7	16,8	3,06
Avril	15,0	23,4	67	259	8,4	20,5	4,10
Mai	22,4	28,3	62	276	9,5	23,6	5,63
Juin	29,1	34,3	52	276	10,2	25,1	7,52
Juillet	33,7	38,0	50	259	10,9	25,8	8,40
Août	33,9	37,3	52	242	10,4	23,7	7,80
Septembre	28,7	32,0	56	251	8,9	19,2	5,99
Octobre	23,7	27,2	62	216	7,5	14,3	3,97
Novembre	16,7	20,5	69	216	6,1	10,3	2,38
Décembre	12,1	16,6	74	207	5,2	8,4	1,58
Moyenne	20,7	26,0	64	238	8,1	17,5	4,49

Annexe I-10 : Calcul de l'ET0 pour la station de Tenes

Mois	Temp Min °C	Temp Max °C	Humidité %	Vent km/jour	Insolation heures MJ/m2/jour	Ray, m ² /jour	Eto mm/jour
Janvier	10,6	16,7	71	354	5,4	9,2	2,11
Février	10,4	16,9	73	311	6,4	12,3	2,25
Mars	11,6	18,6	77	311	7,6	16,7	2,73
Avril	13,2	20,2	74	320	8,2	20,2	3,55
Mai	16,0	22,8	76	285	9,1	23,0	4,14
Juin	19,0	26,3	76	242	10,1	25,0	4,83
Juillet	21,5	28,9	76	245	10,7	25,5	5,28
Août	22,6	30,0	76	216	10,0	23,1	5,03
Septembre	20,4	27,2	74	268	8,6	18,8	4,18
Octobre	17,9	24,7	73	242	7,2	14,0	3,11
Novembre	14,0	20,3	71	337	5,5	9,7	2,52
Décembre	11,7	17,6	75	363	4,6	7,9	1,93
Moyenne	15,7	22,5	74	291	7,8	17,1	3,47

Annexe I-11 : Calcul de l'ET0 pour la station de Meliana

Mois	Temp Min °C	Temp Max °C	Humidité %	Vent Km/jour	Insolation heures MJ/m2/jour	Ray, m2/jour	Eto mm/jour
Janvier	6,2	12,6	75	173	5,5	9,3	1,28
Février	6,9	13,7	75	199	6,4	12,4	1,72
Mars	9,0	17,1	70	233	7,7	16,8	2,74
Avril	10,6	19,1	67	242	8,3	20,3	3,57
Mai	14,9	24,4	63	259	9,3	23,3	4,83
Juin	19,6	30,4	52	259	11,0	26,3	6,60
Juillet	23,0	34,4	47	242	11,4	26,5	7,41
Août	22,8	34,1	51	233	10,5	23,8	6,78
Septembre	18,5	28,6	60	233	8,5	18,7	4,83
Octobre	15,2	23,9	65	181	7,4	14,2	3,14
Novembre	10,1	16,9	71	190	5,9	10,1	1,88
Décembre	7,3	13,2	76	181	4,9	8,1	1,25
Moyenne	13,7	22,4	64	219	8,1	17,5	3,84

Annexe I-12 : Besoin eau pour l'arboriculture, Zebboudja

Mois	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre
ET0 (mm/j)	1,47	2,03	3,06	4,10	5,63	7,52	8,40	7,80	5,99	3,97	2,38	1,58
ET0 (mm/mois)	45,57	56,84	94,86	123	174,53	225,6	260,4	241,8	179,7	123,07	71,40	48,98
Kc	0,60	0,60	0,65	0,65	0,65	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,65	0,65
ETC (mm)	27,34	34,10	61,66	79,95	113,44	157,92	182,28	169,26	125,79	86,15	46,41	31,84
Peffe (mm)	39,20	47,70	33,00	38,80	32,20	5,90	2,00	5,90	19,40	34,80	50,20	50,20
besoin net (mm)	-11,86	-13,59	28,66	41,15	81,24	152,02	180,28	163,36	106,39	51,35	-3,79	-18,36
besoin net (m3)	-3557,40	-4078,80	8597,70	12345,00	24373,35	45606,00	54084,00	49008,00	31917,00	15404,70	-1137	-5508,9

Annexe I-13 : Besoins en eau pour les cultures maraichères, Zebboudja

Mois	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre
ET0 (mm/j)	1,47	2,03	3,06	4,10	5,63	7,52	8,40	7,80	5,99	3,97	2,38	1,58
ET0 (mm/mois)	45,57	56,84	94,86	123,00	174,53	225,60	260,40	241,80	179,70	123,07	71,40	48,98
Kc	0,50	0,50	0,40	0,50	0,60	0,70	0,60	0,60	0,50	0,60	0,70	0,60
ETC (mm)	22,78	28,42	37,94	61,50	104,72	157,92	156,24	145,08	89,85	73,84	49,98	29,39
Peffe (mm)	39,20	47,70	33,00	38,80	32,20	5,90	2,00	5,90	19,40	34,80	50,20	50,20
Besoins net(mm)	-16,41	-19,28	4,94	22,70	72,52	152,02	154,24	139,18	70,45	39,04	-0,22	-20,81
besoins net(m3)	-5745,25	-6748,00	1730,40	7945,00	25381,30	53207,00	53984,00	48713,00	24657,50	13664,70	-77,00	-7284,20

Annexe I-14 : Besoin eau pour l'arboriculture, Beni Haoua

Mois	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre
ET0 (mm/j)	2,11	2,25	2,73	3,55	4,14	4,83	5,28	5,03	4,18	3,11	2,52	1,93
ET0 (mm/mois)	65,41	63,00	84,63	106,50	128,34	144,90	163,68	155,93	125,40	96,41	75,60	59,83
Kc	0,60	0,60	0,65	0,65	0,65	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,65	0,65
ETC (mm)	39,25	37,80	55,01	69,22	83,42	101,43	114,58	109,15	87,78	67,49	49,14	38,89
Peffe (mm)	47,70	45,20	31,30	38,30	31,30	3,00	2,00	2,00	20,30	34,80	75,60	59,00
besoin net (mm)	-8,45	-7,40	23,71	30,92	52,12	98,43	112,58	107,15	67,48	32,69	-26,46	-20,11
besoin net (m3)	-3719,76	-3256,00	10432,18	13607,00	22933,24	43309,20	49533,44	47146,44	29691,20	14382,28	-11642,40	-8848,62

Annexe I-15 : Besoins en eau pour les cultures maraichères, Beni Haoua

Mois	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre
ET0 (mm/j)	2,11	2,25	2,73	3,55	4,14	4,83	5,28	5,03	4,18	3,11	2,52	1,93
ET0 (mm/mois)	65,41	63,00	84,63	106,50	128,34	144,90	163,68	155,93	125,40	96,41	75,60	59,83
Kc	0,50	0,50	0,40	0,50	0,60	0,70	0,60	0,60	0,50	0,60	0,70	0,60
ETC (mm)	32,70	31,50	33,85	53,25	77,00	101,43	98,21	93,56	62,70	57,85	52,92	35,90
Peffe (mm)	47,70	45,20	31,30	38,30	31,30	3,00	2,00	2,00	20,30	34,80	75,60	59,00
Besoins net(mm)	-14,99	-13,70	2,55	14,95	45,70	98,43	96,21	91,56	42,40	23,05	-22,68	-23,10
besoins net(m3)	-38837,05	-35483,00	6609,68	38720,50	118373,36	254933,70	249178,72	237135,22	109816,00	59689,14	-58741,20	-59834,18

Annexe I-16 : Besoin eau pour l'arboriculture, Breira

Mois	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre
ET0 (mm/j)	1,47	2,03	3,06	4,10	5,63	7,52	8,40	7,80	5,99	3,97	2,38	1,58
ET0 (mm/mois)	45,57	56,84	94,86	123,00	174,53	225,60	260,40	241,80	179,70	123,07	71,40	48,98
Kc	0,60	0,60	0,65	0,65	0,65	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,65	0,65
ETC (mm)	27,34	34,10	61,66	79,95	113,44	157,92	182,28	169,26	125,79	86,15	46,41	31,84
Peffe (mm)	39,20	47,70	33,00	38,80	32,20	5,90	2,00	5,90	19,40	34,80	50,20	50,20
besoin net (mm)	-11,86	-13,60	28,66	41,15	81,24	152,02	180,28	163,36	106,39	51,35	-3,79	-18,36
besoin net (m3)	-1422,96	-1631,52	3439,08	4938,00	9749,34	18242,40	21633,60	19603,20	12766,80	6161,88	-454,80	-2203,56

Annexe I-17 : Besoins en eau pour les cultures maraichères Breira

Mois	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre
ET0 (mm/j)	1,47	2,03	3,06	4,10	5,63	7,52	8,40	7,80	5,99	3,97	2,38	1,58
ET0 (mm/mois)	45,57	56,84	94,86	123,00	174,53	225,60	260,40	241,80	179,70	123,07	71,40	48,98
Kc	0,50	0,50	0,40	0,50	0,60	0,70	0,60	0,60	0,50	0,60	0,70	0,60
ETC (mm)	22,78	28,42	37,94	61,50	104,72	157,92	156,24	145,08	89,85	73,84	49,98	29,39
Peffe (mm)	39,20	47,70	33,00	38,80	32,20	5,90	2,00	5,90	19,40	34,80	50,20	50,20
Besoins net(mm)	-16,41	-19,28	4,94	22,70	72,52	152,02	154,24	139,18	70,45	39,04	-0,22	-20,81
besoins net(m3)	-49080,85	-57647,20	14782,56	67873,00	216828,82	454539,80	461177,60	416148,20	210645,50	116735,58	-657,80	-62227,88

Annexe I-18 : Besoins en eau pour les cultures maraichères, PMH Damous

Mois	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre
ET0 (mm/j)	2,11	2,25	2,73	3,55	4,14	4,83	5,28	5,03	4,18	3,11	2,52	1,93
ET0 (mm/mois)	65,41	63,00	84,63	106,50	128,34	144,90	163,68	155,93	125,40	96,41	75,60	59,83
Kc	0,50	0,50	0,40	0,50	0,60	0,70	0,60	0,60	0,50	0,60	0,70	0,60
ETC (mm)	32,70	31,50	33,85	53,25	77,00	101,43	98,21	93,56	62,70	57,85	52,92	35,90
Peffe (mm)	47,70	45,20	31,30	38,30	31,30	3,00	2,00	2,00	20,30	34,80	75,60	59,00
Besoins net(mm)	-14,99	-13,70	2,55	14,95	45,70	98,43	96,21	91,56	42,40	23,05	-22,68	-23,10
besoins net(m3)	-101066,30	-92338,00	17200,48	100763,00	308044,96	663418,20	648441,92	617100,92	285776,00	155330,04	-152863,20	-155707,48

Annexe I-19 : Besoins en eau pour les l'arboculture et viticulture, PMH Damous

Mois	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre
ET0 (mm/j)	2,11	2,25	2,73	3,55	4,14	4,83	5,28	5,03	4,18	3,11	2,52	1,93
ET0 (mm/mois)	65,41	63,00	84,63	106,50	128,34	144,90	163,68	155,93	125,40	96,41	75,60	59,83
Kc	0,60	0,60	0,65	0,65	0,65	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,65	0,65
ETC (mm)	39,25	37,80	55,01	69,22	83,42	101,43	114,58	109,15	87,78	67,49	49,14	38,8895
Peffe (mm)	47,7	45,2	31,3	38,3	31,3	3	2	2	20,3	34,8	75,60	59,00
besoin net (mm)	-8,45	-7,40	23,71	30,92	52,12	98,43	112,58	107,15	67,48	32,69	-26,46	-20,11
besoins net (m3)	-3127,98	-2738,00	8772,51	11442,25	19284,77	36419,10	41653,12	39645,87	24967,60	12094,19	-9790,20	-7440,88

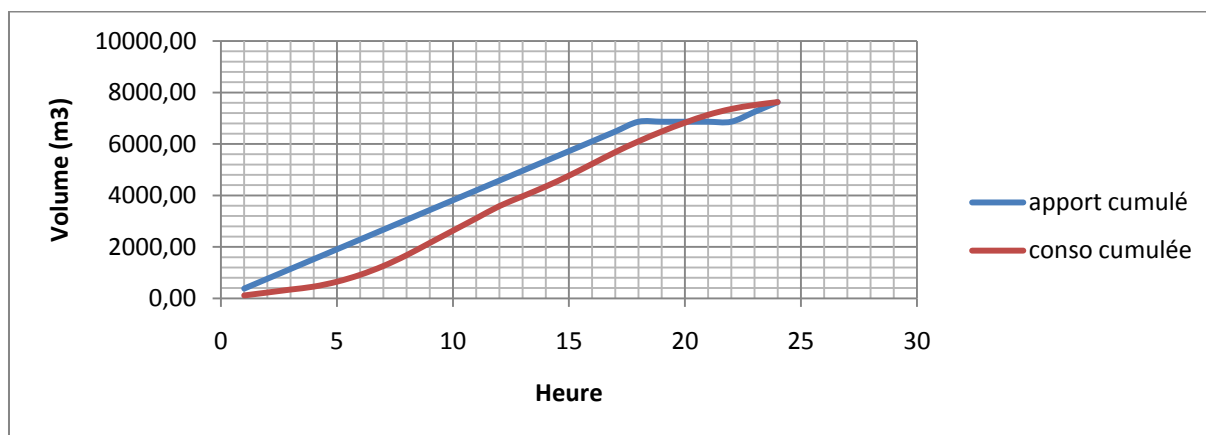
Annexe II : Calcul et dimensionnement des réservoirs**Annexe II-1 : Coefficient de variation horaire**

Heures	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10000 à 50000	50000 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0 - 1	1	1,5	3	3,35	0,75
1 - 2	1	1,5	3,2	3,25	0,75
2 - 3	1	1,5	2,5	3,3	1
3 - 4	1	1,5	2,6	3,2	1
4 - 5	2	2,5	3,5	3,25	3
5 - 6	3	3,5	4,1	3,4	5,5
6 - 7	5	4,5	4,5	3,85	5,5
7 - 8	6,5	5,5	4,9	4,45	5,5
8 - 9	6,5	6,25	4,9	5,2	3,5
9 - 10	5,5	6,25	5,6	5,05	3,5
10 - 11	4,5	6,25	4,8	4,85	6
11 - 12	5,5	6,25	4,7	4,6	8,5
12 - 13	7	5	4,4	4,6	8,5
13 - 14	7	5	4,1	4,55	6
14 - 15	5,5	5,5	4,2	4,75	5
15 - 16	4,5	6	4,4	4,7	5
16 - 17	5	6	4,3	4,65	3,5
17 - 18	6,5	5,5	4,1	4,35	3,5
18 - 19	6,5	5	4,5	4,4	6
19 - 20	5,0	4,5	4,5	4,3	6
20 - 21	4,5	4	4,5	4,3	6
21 - 22	3	3	4,8	3,75	3
22 - 23	2	2	4,6	3,75	2
23 - 24	1	1,5	3,3	3,7	1

Annexe II-2 : Calcul de Vmax pour Damous

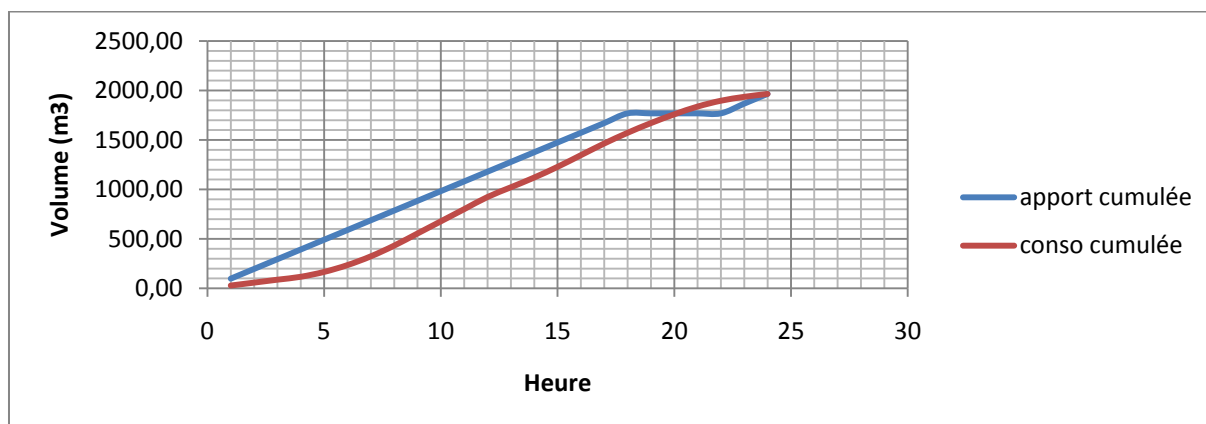
Heure	apport horaire (m3)	Coefficient	consommation horaire (m3)	apport cumulé	consommation cumulée	$\Delta V+$	$\Delta V-$
1	381,24	1,50	114,37	381,24	114,37	266,87	0,00
2	381,24	1,50	114,37	762,48	228,74	533,74	0,00
3	381,24	1,50	114,37	1143,72	343,12	800,60	0,00
4	381,24	1,50	114,37	1524,96	457,49	1067,47	0,00
5	381,24	2,50	190,62	1906,20	648,11	1258,09	0,00
6	381,24	3,50	266,87	2287,44	914,98	1372,46	0,00
7	381,24	4,50	343,12	2668,68	1258,09	1410,59	0,00
8	381,24	5,50	419,36	3049,92	1677,46	1372,46	0,00
9	381,24	6,25	476,55	3431,16	2154,01	1277,15	0,00
10	381,24	6,25	476,55	3812,40	2630,56	1181,84	0,00
11	381,24	6,25	476,55	4193,64	3107,11	1086,53	0,00
12	381,24	6,25	476,55	4574,88	3583,66	991,22	0,00
13	381,24	5,00	381,24	4956,12	3964,90	991,22	0,00
14	381,24	5,00	381,24	5337,36	4346,14	991,22	0,00
15	381,24	5,50	419,36	5718,60	4765,50	953,10	0,00
16	381,24	6,00	457,49	6099,84	5222,99	876,85	0,00
17	381,24	6,00	457,49	6481,08	5680,48	800,60	0,00
18	381,24	5,50	419,36	6862,32	6099,84	762,48	0,00
19	0,00	5,00	381,24	6862,32	6481,08	381,24	0,00
20	0,00	4,50	343,12	6862,32	6824,20	38,12	0,00
21	0,00	4,00	304,99	6862,32	7129,19	0,00	266,87
22	0,00	3,00	228,74	6862,32	7357,93	0,00	495,61
23	381,24	2,00	152,50	7243,56	7510,43	0,00	266,87
24	381,24	1,50	114,37	7624,80	7624,80	0,00	0,00

Annexe II-3 : Apport et consommation cumulés pour Damous

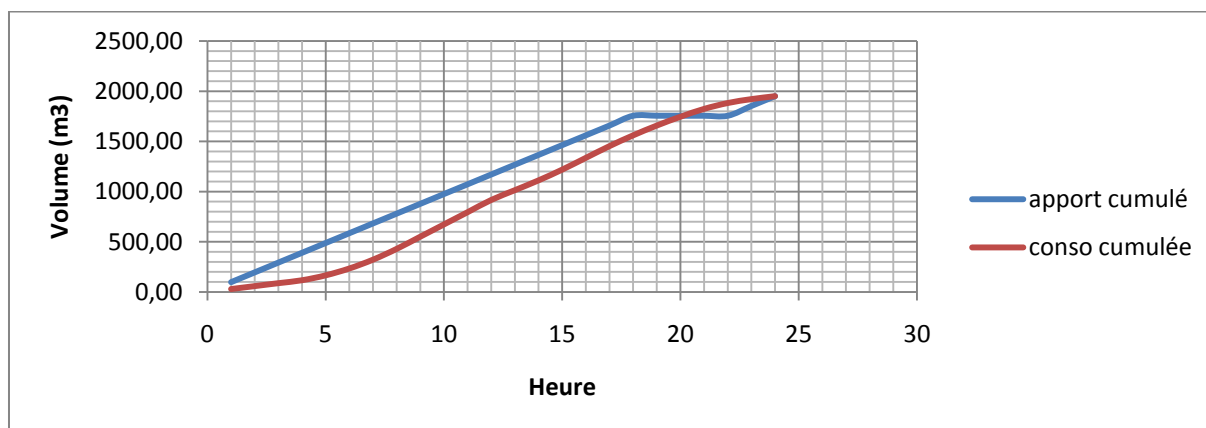


Annexe II-4 : Calcul de Vmax pour Larhat

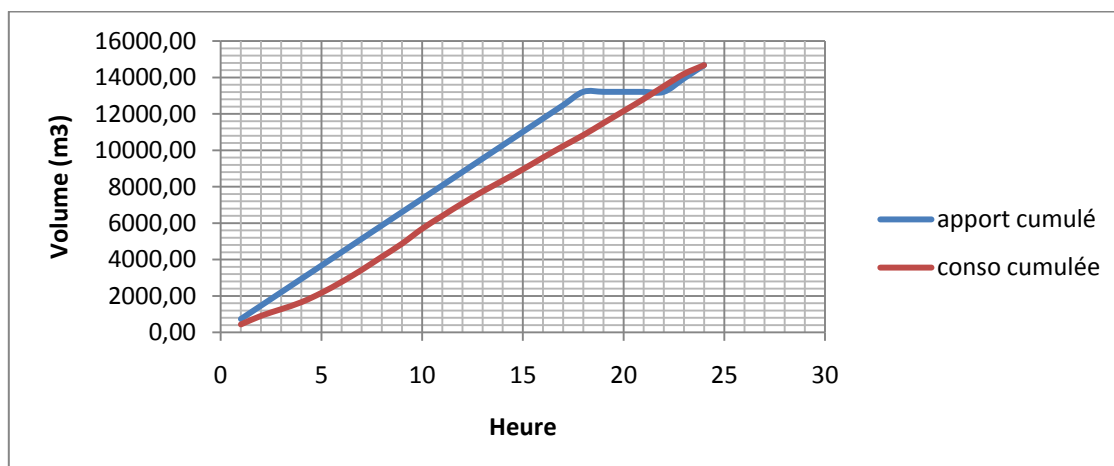
Heure	apport horaire (m3)	coefficient	consommation horaire (m3)	apport cumulé (m3)	consommation cumulée (m3)	$\Delta V+$	$\Delta v-$
1	98,28	1,50	29,48	98,28	29,48	68,80	0,00
2	98,28	1,50	29,48	196,56	58,97	137,59	0,00
3	98,28	1,50	29,48	294,84	88,45	206,39	0,00
4	98,28	1,50	29,48	393,12	117,94	275,18	0,00
5	98,28	2,50	49,14	491,40	167,08	324,32	0,00
6	98,28	3,50	68,80	589,68	235,87	353,81	0,00
7	98,28	4,50	88,45	687,96	324,32	363,64	0,00
8	98,28	5,50	108,11	786,24	432,43	353,81	0,00
9	98,28	6,25	122,85	884,52	555,28	329,24	0,00
10	98,28	6,25	122,85	982,80	678,13	304,67	0,00
11	98,28	6,25	122,85	1081,08	800,98	280,10	0,00
12	98,28	6,25	122,85	1179,36	923,83	255,53	0,00
13	98,28	5,00	98,28	1277,64	1022,11	255,53	0,00
14	98,28	5,00	98,28	1375,92	1120,39	255,53	0,00
15	98,28	5,50	108,11	1474,20	1228,50	245,70	0,00
16	98,28	6,00	117,94	1572,48	1346,44	226,04	0,00
17	98,28	6,00	117,94	1670,76	1464,37	206,39	0,00
18	98,28	5,50	108,11	1769,04	1572,48	196,56	0,00
19	0,00	5,00	98,28	1769,04	1670,76	98,28	0,00
20	0,00	4,50	88,45	1769,04	1759,21	9,83	0,00
21	0,00	4,00	78,62	1769,04	1837,84	0,00	68,80
22	0,00	3,00	58,97	1769,04	1896,80	0,00	127,76
23	98,28	2,00	39,31	1867,32	1936,12	0,00	68,80
24	98,28	1,50	29,48	1965,60	1965,60	0,00	0,00

Annexe II-5 : Apport et consommation cumulés pour Larhat**Annexe II-6 : Calcul de Vmax pour Beni Mellouk**

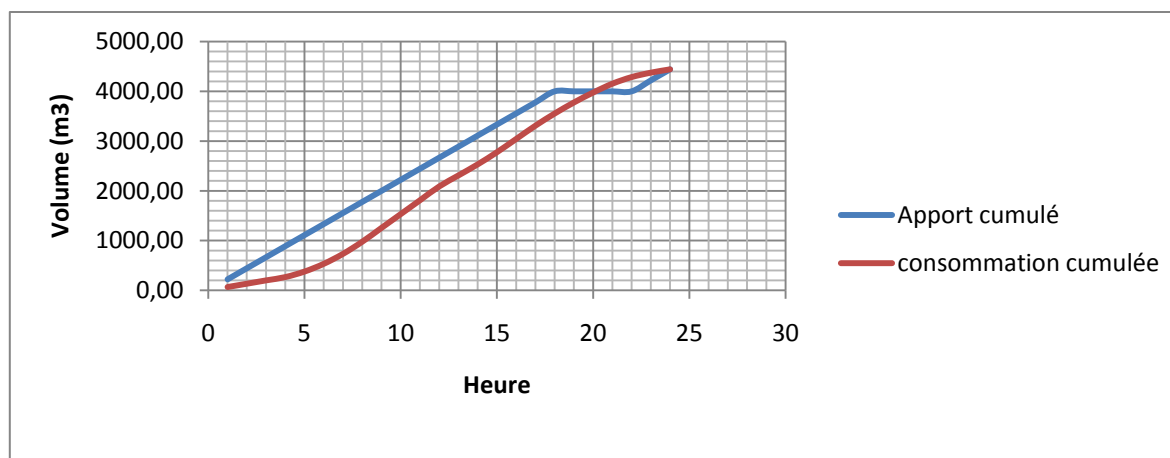
Heure	apport horaire (m3)	coefficient	consommation horaire	apport cumulé	consommation cumulée	$\Delta V+$	$\Delta v-$
1	97,56	1,50	29,27	97,56	29,27	68,29	0,00
2	97,56	1,50	29,27	195,12	58,54	136,58	0,00
3	97,56	1,50	29,27	292,68	87,80	204,88	0,00
4	97,56	1,50	29,27	390,24	117,07	273,17	0,00
5	97,56	2,50	48,78	487,80	165,85	321,95	0,00
6	97,56	3,50	68,29	585,36	234,14	351,22	0,00
7	97,56	4,50	87,80	682,92	321,95	360,97	0,00
8	97,56	5,50	107,32	780,48	429,26	351,22	0,00
9	97,56	6,25	121,95	878,04	551,21	326,83	0,00
10	97,56	6,25	121,95	975,60	673,16	302,44	0,00
11	97,56	6,25	121,95	1073,16	795,11	278,05	0,00
12	97,56	6,25	121,95	1170,72	917,06	253,66	0,00
13	97,56	5,00	97,56	1268,28	1014,62	253,66	0,00
14	97,56	5,00	97,56	1365,84	1112,18	253,66	0,00
15	97,56	5,50	107,32	1463,40	1219,50	243,90	0,00
16	97,56	6,00	117,07	1560,96	1336,57	224,39	0,00
17	97,56	6,00	117,07	1658,52	1453,64	204,88	0,00
18	97,56	5,50	107,32	1756,08	1560,96	195,12	0,00
19	0,00	5,00	97,56	1756,08	1658,52	97,56	0,00
20	0,00	4,50	87,80	1756,08	1746,32	9,76	0,00
21	0,00	4,00	78,05	1756,08	1824,37	0,00	68,29
22	0,00	3,00	58,54	1756,08	1882,91	0,00	126,83
23	97,56	2,00	39,02	1853,64	1921,93	0,00	68,29
24	97,56	1,50	29,27	1951,20	1951,20	0,00	0,00

Annexe II-7 : Apport et consommation cumulés pour Beni Melleuk**Annexe II-8 : Calcul de Vmax pour Gouraya**

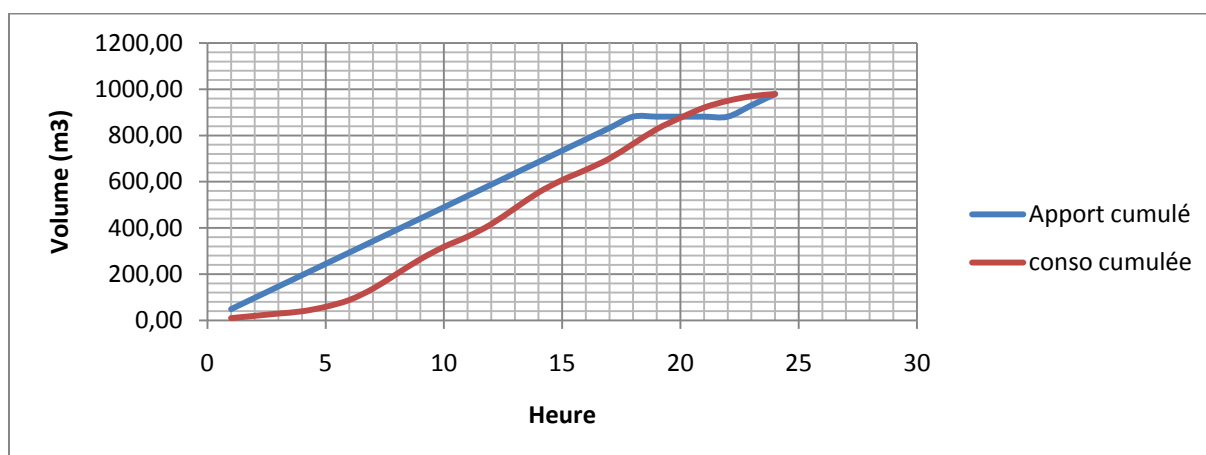
Heure	apport horaire (m3)	coefficient	consommation horaire (m3)	apport cumulé (m3)	consommation cumulée (m3)	$\Delta V+$	$\Delta v-$
1	733,68	3,00	440,21	733,68	440,21	293,47	0,00
2	733,68	3,20	469,56	1467,36	909,76	557,60	0,00
3	733,68	2,50	366,84	2201,04	1276,60	924,44	0,00
4	733,68	2,60	381,51	2934,72	1658,12	1276,60	0,00
5	733,68	3,50	513,58	3668,40	2171,69	1496,71	0,00
6	733,68	4,10	601,62	4402,08	2773,31	1628,77	0,00
7	733,68	4,50	660,31	5135,76	3433,62	1702,14	0,00
8	733,68	4,90	719,01	5869,44	4152,63	1716,81	0,00
9	733,68	4,90	719,01	6603,12	4871,64	1731,48	0,00
10	733,68	5,60	821,72	7336,80	5693,36	1643,44	0,00
11	733,68	4,80	704,33	8070,48	6397,69	1672,79	0,00
12	733,68	4,70	689,66	8804,16	7087,35	1716,81	0,00
13	733,68	4,40	645,64	9537,84	7732,99	1804,85	0,00
14	733,68	4,10	601,62	10271,52	8334,60	1936,92	0,00
15	733,68	4,20	616,29	11005,20	8950,90	2054,30	0,00
16	733,68	4,40	645,64	11738,88	9596,53	2142,35	0,00
17	733,68	4,30	630,96	12472,56	10227,50	2245,06	0,00
18	733,68	4,10	601,62	13206,24	10829,12	2377,12	0,00
19	0,00	4,50	660,31	13206,24	11489,43	1716,81	0,00
20	0,00	4,50	660,31	13206,24	12149,74	1056,50	0,00
21	0,00	4,50	660,31	13206,24	12810,05	396,19	0,00
22	0,00	4,80	704,33	13206,24	13514,39	0,00	308,15
23	733,68	4,60	674,99	13939,92	14189,37	0,00	249,45
24	733,68	3,30	484,23	14673,60	14673,60	0,00	0,00

Annexe II-9 : Apport et consommation cumulés pour Gouraya**Annexe II-10 : Calcul de Vmax pour Messelmoun**

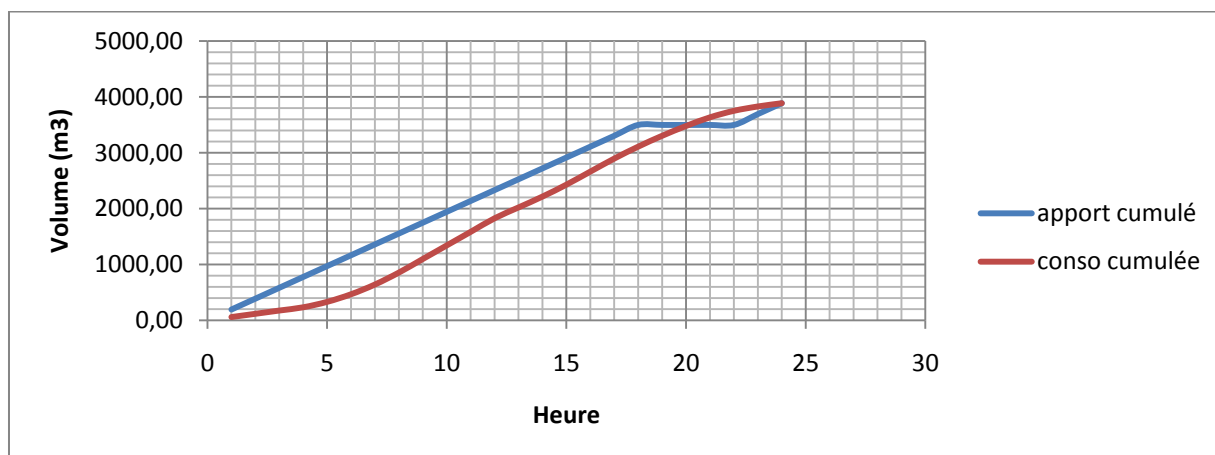
Heure	apport horaire (m3)	coefficient	consommation horaire (m3)	apport cumulé (m3)	consommation cumulée (m3)	$\Delta V+$	$\Delta V-$
1	222,12	1,50	66,64	222,12	66,6	155,48	0,00
2	222,12	1,50	66,64	444,24	133,3	310,97	0,00
3	222,12	1,50	66,64	666,36	199,9	466,45	0,00
4	222,12	1,50	66,64	888,48	266,5	621,94	0,00
5	222,12	2,50	111,06	1110,60	377,6	733,00	0,00
6	222,12	3,50	155,48	1332,72	533,1	799,63	0,00
7	222,12	4,50	199,91	1554,84	733,0	821,84	0,00
8	222,12	5,50	244,33	1776,96	977,3	799,63	0,00
9	222,12	6,25	277,65	1999,08	1255,0	744,10	0,00
10	222,12	6,25	277,65	2221,20	1532,6	688,57	0,00
11	222,12	6,25	277,65	2443,32	1810,3	633,04	0,00
12	222,12	6,25	277,65	2665,44	2087,9	577,51	0,00
13	222,12	5,00	222,12	2887,56	2310,0	577,51	0,00
14	222,12	5,00	222,12	3109,68	2532,2	577,51	0,00
15	222,12	5,50	244,33	3331,80	2776,5	555,30	0,00
16	222,12	6,00	266,54	3553,92	3043,0	510,88	0,00
17	222,12	6,00	266,54	3776,04	3309,6	466,45	0,00
18	222,12	5,50	244,33	3998,16	3553,9	444,24	0,00
19	0,00	5,00	222,12	3998,16	3776,0	222,12	0,00
20	0,00	4,50	199,91	3998,16	3975,9	22,21	0,00
21	0,00	4,00	177,70	3998,16	4153,6	0,00	155,48
22	0,00	3,00	133,27	3998,16	4286,9	0,00	288,76
23	221,12	2,00	88,85	4219,28	4375,8	0,00	156,48
24	221,12	1,50	66,64	4440,40	4442,40	0,00	0,00

Annexe II-11 : Apport et Consommation cumulés pour Messelmoun**Annexe II-12 : Apport et Consommation cumulés pour Hadjret Ennous**

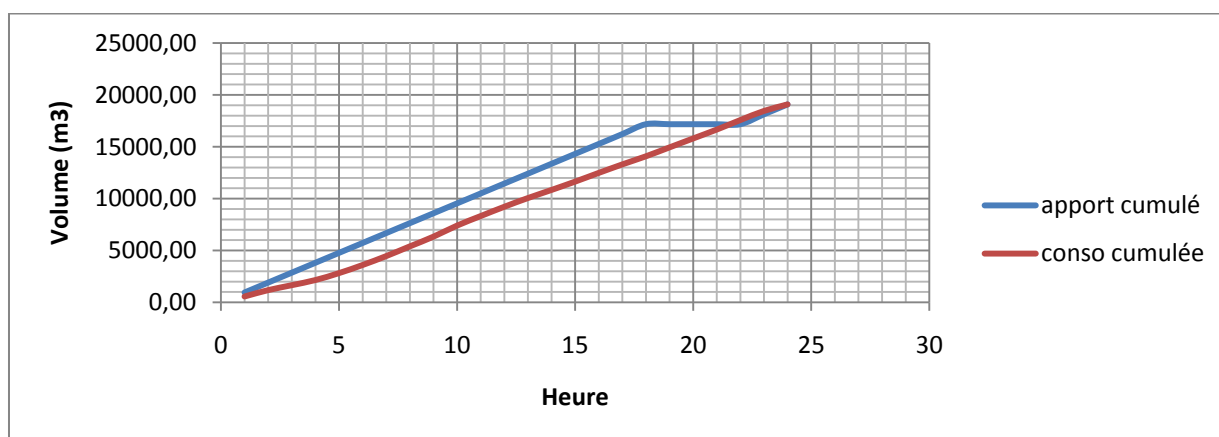
Heure	apport horaire (m3)	coefficient	consommation horaire (m3)	apport cumulé (m3)	consommation cumulée (m3)	$\Delta V+$	$\Delta V-$
1	48,96	1,00	9,79	48,96	9,79	39,17	0,00
2	48,96	1,00	9,79	97,92	19,58	78,34	0,00
3	48,96	1,00	9,79	146,88	29,38	117,50	0,00
4	48,96	1,00	9,79	195,84	39,17	156,67	0,00
5	48,96	2,00	19,58	244,80	58,75	186,05	0,00
6	48,96	3,00	29,38	293,76	88,13	205,63	0,00
7	48,96	5,00	48,96	342,72	137,09	205,63	0,00
8	48,96	6,50	63,65	391,68	200,74	190,94	0,00
9	48,96	6,50	63,65	440,64	264,38	176,26	0,00
10	48,96	5,50	53,86	489,60	318,24	171,36	0,00
11	48,96	4,50	44,06	538,56	362,30	176,26	0,00
12	48,96	5,50	53,86	587,52	416,16	171,36	0,00
13	48,96	7,00	68,54	636,48	484,70	151,78	0,00
14	48,96	7,00	68,54	685,44	553,25	132,19	0,00
15	48,96	5,50	53,86	734,40	607,10	127,30	0,00
16	48,96	4,50	44,06	783,36	651,17	132,19	0,00
17	48,96	5,00	48,96	832,32	700,13	132,19	0,00
18	48,96	6,50	63,65	881,28	763,78	117,50	0,00
19	0,00	6,50	63,65	881,28	827,42	53,86	0,00
20	0,00	5,00	48,96	881,28	876,38	4,90	0,00
21	0,00	4,50	44,06	881,28	920,45	0,00	39,17
22	0,00	3,00	29,38	881,28	949,82	0,00	68,54
23	48,96	2,00	19,58	930,24	969,41	0,00	39,17
24	48,96	1,00	9,79	979,20	979,20	0,00	0,00

Annexe II-13 : Apport et Consommation cumulés pour Hadjret En Nous**Annexe II-14 : Calcul de Vmax pour Sidi Ghiles**

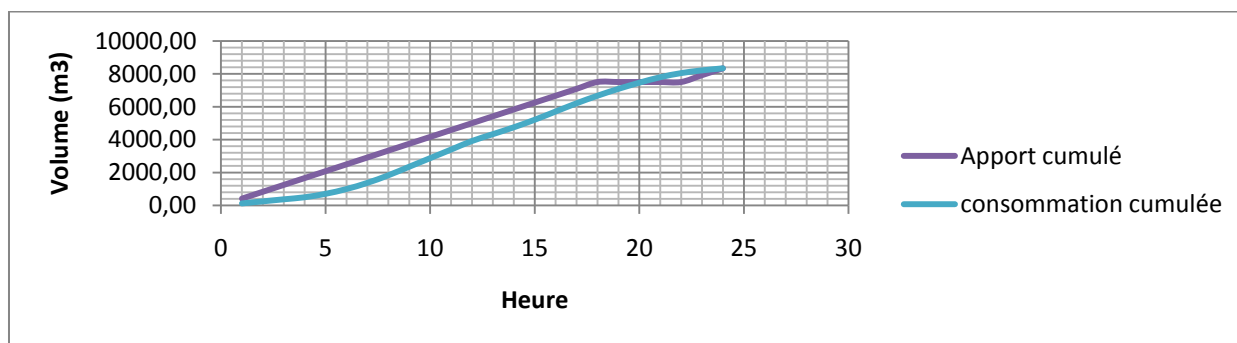
Heure	apport horaire (m3)	coefficient	consommation horaire (m3)	apport cumulé (m3)	consommation cumulée	DV+	Dv-
1	194,40	1,50	58,32	194,40	58,32	136,08	0,00
2	194,40	1,50	58,32	388,80	116,64	272,16	0,00
3	194,40	1,50	58,32	583,20	174,96	408,24	0,00
4	194,40	1,50	58,32	777,60	233,28	544,32	0,00
5	194,40	2,50	97,20	972,00	330,48	641,52	0,00
6	194,40	3,50	136,08	1166,40	466,56	699,84	0,00
7	194,40	4,50	174,96	1360,80	641,52	719,28	0,00
8	194,40	5,50	213,84	1555,20	855,36	699,84	0,00
9	194,40	6,25	243,00	1749,60	1098,36	651,24	0,00
10	194,40	6,25	243,00	1944,00	1341,36	602,64	0,00
11	194,40	6,25	243,00	2138,40	1584,36	554,04	0,00
12	194,40	6,25	243,00	2332,80	1827,36	505,44	0,00
13	194,40	5,00	194,40	2527,20	2021,76	505,44	0,00
14	194,40	5,00	194,40	2721,60	2216,16	505,44	0,00
15	194,40	5,50	213,84	2916,00	2430,00	486,00	0,00
16	194,40	6,00	233,28	3110,40	2663,28	447,12	0,00
17	194,40	6,00	233,28	3304,80	2896,56	408,24	0,00
18	194,40	5,50	213,84	3499,20	3110,40	388,80	0,00
19	0,00	5,00	194,40	3499,20	3304,80	194,40	0,00
20	0,00	4,50	174,96	3499,20	3479,76	19,44	0,00
21	0,00	4,00	155,52	3499,20	3635,28	0,00	136,08
22	0,00	3,00	116,64	3499,20	3751,92	0,00	252,72
23	194,40	2,00	77,76	3693,60	3829,68	0,00	136,08
24	194,40	1,50	58,32	3888,00	3888,00	0,00	0,00

Annexe II-15 : Apport et consommation cumulés pour Sidi Ghiles**Annexe II-16 : Calcul de Vmax pour Cherchell**

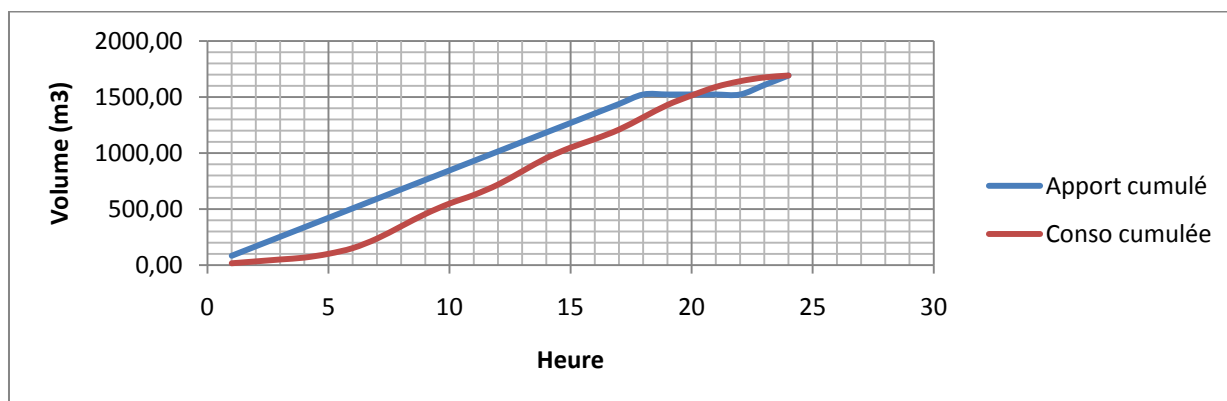
Heure	apport horaire (m3)	coefficient	consommation horaire (m3)	apport cumulé (m3)	consommation cumulée (m3)	$\Delta V+$	$\Delta V-$
1	954,00	3,00	572,40	954,00	572,40	381,60	0,00
2	954,00	3,20	610,56	1908,00	1182,96	725,04	0,00
3	954,00	2,50	477,00	2862,00	1659,96	1202,04	0,00
4	954,00	2,60	496,08	3816,00	2156,04	1659,96	0,00
5	954,00	3,50	667,80	4770,00	2823,84	1946,16	0,00
6	954,00	4,10	782,28	5724,00	3606,12	2117,88	0,00
7	954,00	4,50	858,60	6678,00	4464,72	2213,28	0,00
8	954,00	4,90	934,92	7632,00	5399,64	2232,36	0,00
9	954,00	4,90	934,92	8586,00	6334,56	2251,44	0,00
10	954,00	5,60	1068,48	9540,00	7403,04	2136,96	0,00
11	954,00	4,80	915,84	10494,00	8318,88	2175,12	0,00
12	954,00	4,70	896,76	11448,00	9215,64	2232,36	0,00
13	954,00	4,40	839,52	12402,00	10055,16	2346,84	0,00
14	954,00	4,10	782,28	13356,00	10837,44	2518,56	0,00
15	954,00	4,20	801,36	14310,00	11638,80	2671,20	0,00
16	954,00	4,40	839,52	15264,00	12478,32	2785,68	0,00
17	954,00	4,30	820,44	16218,00	13298,76	2919,24	0,00
18	954,00	4,10	782,28	17172,00	14081,04	3090,96	0,00
19	0,00	4,50	858,60	17172,00	14939,64	2232,36	0,00
20	0,00	4,50	858,60	17172,00	15798,24	1373,76	0,00
21	0,00	4,50	858,60	17172,00	16656,84	515,16	0,00
22	0,00	4,80	915,84	17172,00	17572,68	0,00	400,68
23	954,00	4,60	877,68	18126,00	18450,36	0,00	324,36
24	954,00	3,30	629,64	19080,00	19080,00	0,00	0,00

Annexe II-17 : Apport et consommation cumulés pour Cherchell**Annexe II-18 : Calcul de Vmax pour Beni Haoua**

Heure	apport horaire (m3)	coefficient	consommation horaire (m3)	apport cumulé (m3)	consommation cumulée (m3)	$\Delta V+$	$\Delta V-$
1	417,24	1,50	125,17	417,24	125,17	292,07	0,00
2	417,24	1,50	125,17	834,48	250,34	584,14	0,00
3	417,24	1,50	125,17	1251,72	375,52	876,20	0,00
4	417,24	1,50	125,17	1668,96	500,69	1168,27	0,00
5	417,24	2,50	208,62	2086,20	709,31	1376,89	0,00
6	417,24	3,50	292,07	2503,44	1001,38	1502,06	0,00
7	417,24	4,50	375,52	2920,68	1376,89	1543,79	0,00
8	417,24	5,50	458,96	3337,92	1835,86	1502,06	0,00
9	417,24	6,25	521,55	3755,16	2357,41	1397,75	0,00
10	417,24	6,25	521,55	4172,40	2878,96	1293,44	0,00
11	417,24	6,25	521,55	4589,64	3400,51	1189,13	0,00
12	417,24	6,25	521,55	5006,88	3922,06	1084,82	0,00
13	417,24	5,00	417,24	5424,12	4339,30	1084,82	0,00
14	417,24	5,00	417,24	5841,36	4756,54	1084,82	0,00
15	417,24	5,50	458,96	6258,60	5215,50	1043,10	0,00
16	417,24	6,00	500,69	6675,84	5716,19	959,65	0,00
17	417,24	6,00	500,69	7093,08	6216,88	876,20	0,00
18	417,24	5,50	458,96	7510,32	6675,84	834,48	0,00
19	0,00	5,00	417,24	7510,32	7093,08	417,24	0,00
20	0,00	4,50	375,52	7510,32	7468,60	41,72	0,00
21	0,00	4,00	333,79	7510,32	7802,39	0,00	292,07
22	0,00	3,00	250,34	7510,32	8052,73	0,00	542,41
23	417,24	2,00	166,90	7927,56	8219,63	0,00	292,07
24	417,24	1,50	125,17	8344,80	8344,80	0,00	0,00

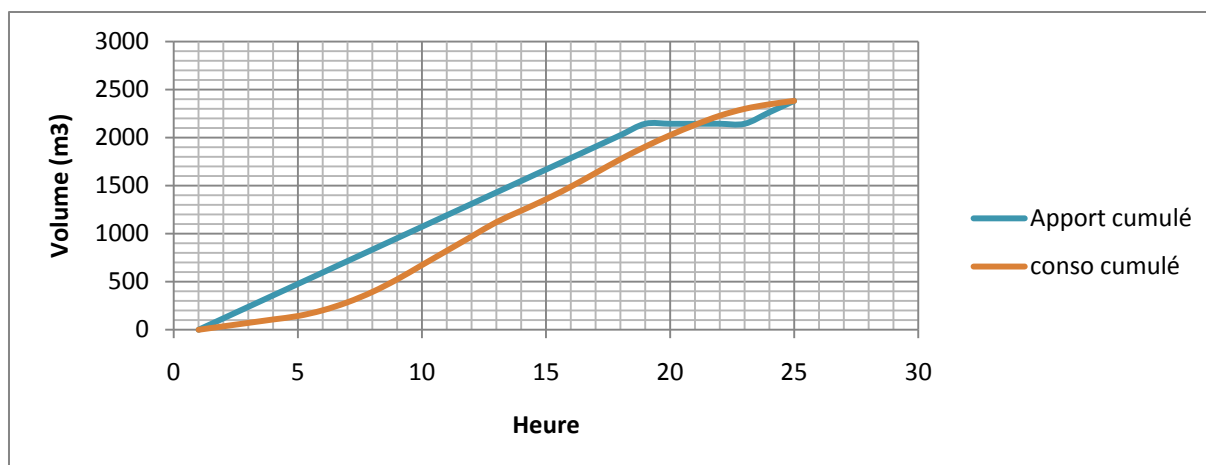
Annexe II-19 : Apport et consommation cumulés pour Beni Haoua**Annexe II-20 : Calcul de Vmax pour Oued Goussine**

Heure	apport horaire (m3)	coefficient	consommation horaire	apport cumulé	consommation cumulée	$\Delta V+$	$\Delta V-$
1	84,60	1,00	16,92	84,60	16,92	67,68	0,00
2	84,60	1,00	16,92	169,20	33,84	135,36	0,00
3	84,60	1,00	16,92	253,80	50,76	203,04	0,00
4	84,60	1,00	16,92	338,40	67,68	270,72	0,00
5	84,60	2,00	33,84	423,00	101,52	321,48	0,00
6	84,60	3,00	50,76	507,60	152,28	355,32	0,00
7	84,60	5,00	84,60	592,20	236,88	355,32	0,00
8	84,60	6,50	109,98	676,80	346,86	329,94	0,00
9	84,60	6,50	109,98	761,40	456,84	304,56	0,00
10	84,60	5,50	93,06	846,00	549,90	296,10	0,00
11	84,60	4,50	76,14	930,60	626,04	304,56	0,00
12	84,60	5,50	93,06	1015,20	719,10	296,10	0,00
13	84,60	7,00	118,44	1099,80	837,54	262,26	0,00
14	84,60	7,00	118,44	1184,40	955,98	228,42	0,00
15	84,60	5,50	93,06	1269,00	1049,04	219,96	0,00
16	84,60	4,50	76,14	1353,60	1125,18	228,42	0,00
17	84,60	5,00	84,60	1438,20	1209,78	228,42	0,00
18	84,60	6,50	109,98	1522,80	1319,76	203,04	0,00
19	0,00	6,50	109,98	1522,80	1429,74	93,06	0,00
20	0,00	5,00	84,60	1522,80	1514,34	8,46	0,00
21	0,00	4,50	76,14	1522,80	1590,48	0,00	67,68
22	0,00	3,00	50,76	1522,80	1641,24	0,00	118,44
23	84,60	2,00	33,84	1607,40	1675,08	0,00	67,68
24	84,60	1,00	16,92	1692,00	1692,00	0,00	0,00

Annexe II-21 : Consommation cumulés pour Oued Goussine**Annexe II-22 : Calcul de Vmax pour Breira**

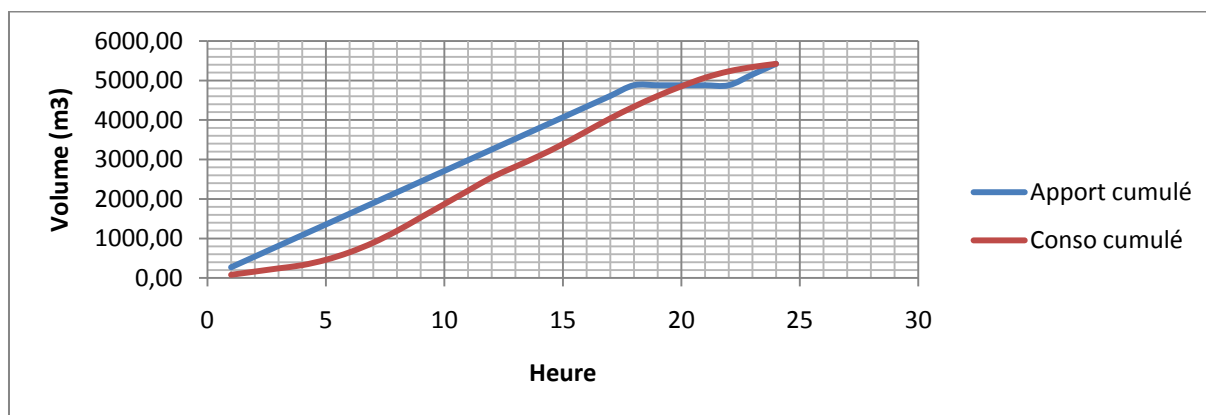
Heure	apport horaire (m3)	coefficient	consommation horaire	apport cumulé	consommation cumulée	$\Delta V+$	$\Delta v-$
1	119,16	1,50	35,75	119,16	35,75	83,41	0,00
2	119,16	1,50	35,75	238,32	71,50	166,82	0,00
3	119,16	1,50	35,75	357,48	107,24	250,24	0,00
4	119,16	1,50	35,75	476,64	142,99	333,65	0,00
5	119,16	2,50	59,58	595,80	202,57	393,23	0,00
6	119,16	3,50	83,41	714,96	285,98	428,98	0,00
7	119,16	4,50	107,24	834,12	393,23	440,89	0,00
8	119,16	5,50	131,08	953,28	524,30	428,98	0,00
9	119,16	6,25	148,95	1072,44	673,25	399,19	0,00
10	119,16	6,25	148,95	1191,60	822,20	369,40	0,00
11	119,16	6,25	148,95	1310,76	971,15	339,61	0,00
12	119,16	6,25	148,95	1429,92	1120,10	309,82	0,00
13	119,16	5,00	119,16	1549,08	1239,26	309,82	0,00
14	119,16	5,00	119,16	1668,24	1358,42	309,82	0,00
15	119,16	5,50	131,08	1787,40	1489,50	297,90	0,00
16	119,16	6,00	142,99	1906,56	1632,49	274,07	0,00
17	119,16	6,00	142,99	2025,72	1775,48	250,24	0,00
18	119,16	5,50	131,08	2144,88	1906,56	238,32	0,00
19	0,00	5,00	119,16	2144,88	2025,72	119,16	0,00
20	0,00	4,50	107,24	2144,88	2132,96	11,92	0,00
21	0,00	4,00	95,33	2144,88	2228,29	0,00	83,41
22	0,00	3,00	71,50	2144,88	2299,79	0,00	154,91
23	119,16	2,00	47,66	2264,04	2347,45	0,00	83,41
24	119,16	1,50	35,75	2383,20	2383,20	0,00	0,00

Annexe II-23 : Apport et consommation cumulés pour Breira



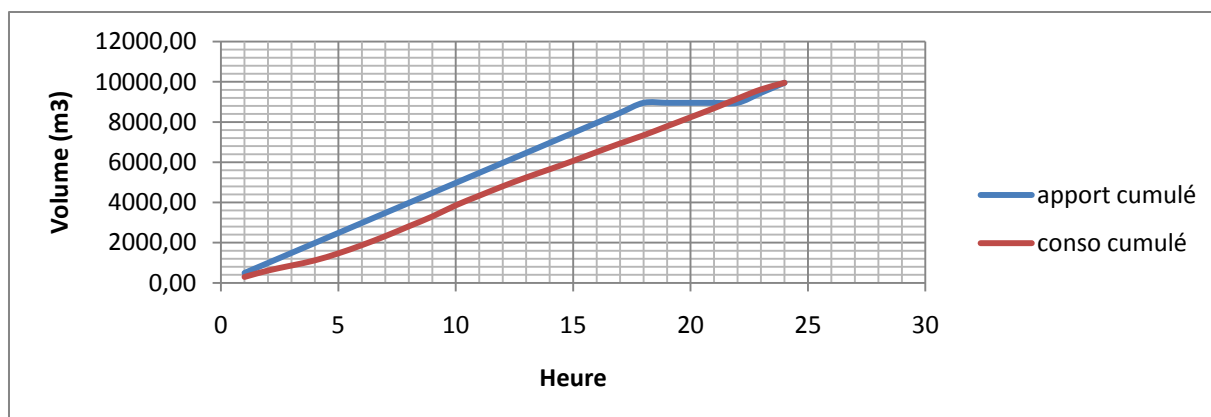
Annexe II-24 : Calcul de Vmax pour Tachta

Heure	apport horaire (m3)	coefficient	consommation horaire	apport cumulé	consommation cumulée	$\Delta V+$	$\Delta v-$
1	271,08	1,50	81,32	271,08	81,32	189,76	0,00
2	271,08	1,50	81,32	542,16	162,65	379,51	0,00
3	271,08	1,50	81,32	813,24	243,97	569,27	0,00
4	271,08	1,50	81,32	1084,32	325,30	759,02	0,00
5	271,08	2,50	135,54	1355,40	460,84	894,56	0,00
6	271,08	3,50	189,76	1626,48	650,59	975,89	0,00
7	271,08	4,50	243,97	1897,56	894,56	1003,00	0,00
8	271,08	5,50	298,19	2168,64	1192,75	975,89	0,00
9	271,08	6,25	338,85	2439,72	1531,60	908,12	0,00
10	271,08	6,25	338,85	2710,80	1870,45	840,35	0,00
11	271,08	6,25	338,85	2981,88	2209,30	772,58	0,00
12	271,08	6,25	338,85	3252,96	2548,15	704,81	0,00
13	271,08	5,00	271,08	3524,04	2819,23	704,81	0,00
14	271,08	5,00	271,08	3795,12	3090,31	704,81	0,00
15	271,08	5,50	298,19	4066,20	3388,50	677,70	0,00
16	271,08	6,00	325,30	4337,28	3713,80	623,48	0,00
17	271,08	6,00	325,30	4608,36	4039,09	569,27	0,00
18	271,08	5,50	298,19	4879,44	4337,28	542,16	0,00
19	0,00	5,00	271,08	4879,44	4608,36	271,08	0,00
20	0,00	4,50	243,97	4879,44	4852,33	27,11	0,00
21	0,00	4,00	216,86	4879,44	5069,20	0,00	189,76
22	0,00	3,00	162,65	4879,44	5231,84	0,00	352,40
23	271,08	2,00	108,43	5150,52	5340,28	0,00	189,76
24	271,08	1,50	81,32	5421,60	5421,60	0,00	0,00

Annexe II-25 : Apport et consommation cumulés pour Tachta**Annexe II-26 : Calcul de Vmax pour El Abadia**

Heure	apport horaire	coefficient	consommation horaire (m3)	apport cumulé (m3)	consommation cumulée (m3)	$\Delta V+$	$\Delta V-$
1	497,52	3,00	298,51	497,52	298,51	199,01	0,00
2	497,52	3,20	318,41	995,04	616,92	378,12	0,00
3	497,52	2,50	248,76	1492,56	865,68	626,88	0,00
4	497,52	2,60	258,71	1990,08	1124,40	865,68	0,00
5	497,52	3,50	348,26	2487,60	1472,66	1014,94	0,00
6	497,52	4,10	407,97	2985,12	1880,63	1104,49	0,00
7	497,52	4,50	447,77	3482,64	2328,39	1154,25	0,00
8	497,52	4,90	487,57	3980,16	2815,96	1164,20	0,00
9	497,52	4,90	487,57	4477,68	3303,53	1174,15	0,00
10	497,52	5,60	557,22	4975,20	3860,76	1114,44	0,00
11	497,52	4,80	477,62	5472,72	4338,37	1134,35	0,00
12	497,52	4,70	467,67	5970,24	4806,04	1164,20	0,00
13	497,52	4,40	437,82	6467,76	5243,86	1223,90	0,00
14	497,52	4,10	407,97	6965,28	5651,83	1313,45	0,00
15	497,52	4,20	417,92	7462,80	6069,74	1393,06	0,00
16	497,52	4,40	437,82	7960,32	6507,56	1452,76	0,00
17	497,52	4,30	427,87	8457,84	6935,43	1522,41	0,00
18	497,52	4,10	407,97	8955,36	7343,40	1611,96	0,00
19	0,00	4,50	447,77	8955,36	7791,16	1164,20	0,00
20	0,00	4,50	447,77	8955,36	8238,93	716,43	0,00
21	0,00	4,50	447,77	8955,36	8686,70	268,66	0,00
22	0,00	4,80	477,62	8955,36	9164,32	0,00	208,96
23	497,52	4,60	457,72	9452,88	9622,04	0,00	169,16
24	497,52	3,30	328,36	9950,40	9950,40	0,00	0,00

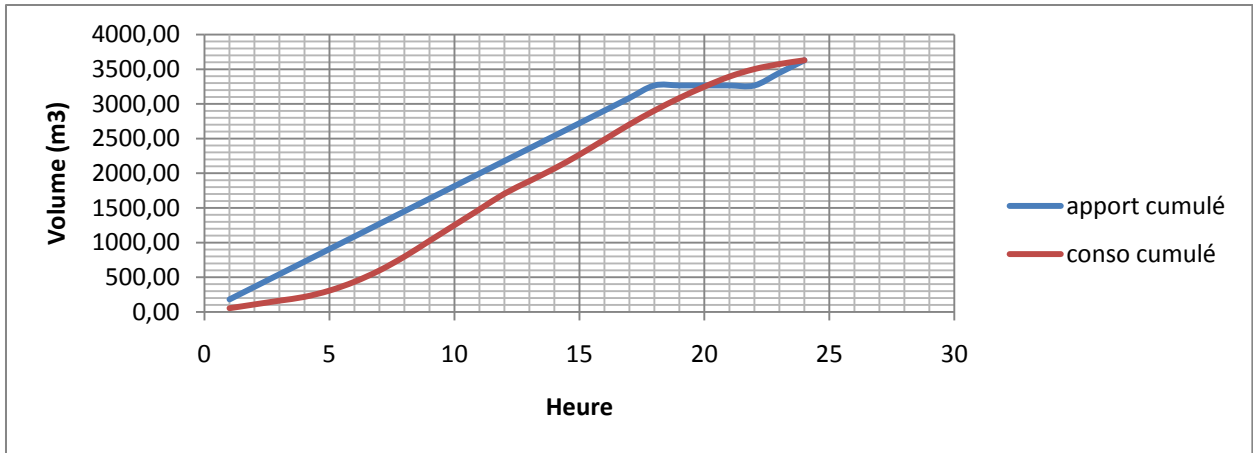
Annexe II-27 : Apport et consommation cumulés pour El Abadia



Annexe II-28 : Calcul de Vmax pour Ain Bouyahia

Heure	apport horaire	coefficient	consommation horaire	apport cumulé	consommation cumulée	$\Delta V+$	$\Delta v-$
1	181,44	1,50	54,43	181,44	54,43	127,01	0,00
2	181,44	1,50	54,43	362,88	108,86	254,02	0,00
3	181,44	1,50	54,43	544,32	163,30	381,02	0,00
4	181,44	1,50	54,43	725,76	217,73	508,03	0,00
5	181,44	2,50	90,72	907,20	308,45	598,75	0,00
6	181,44	3,50	127,01	1088,64	435,46	653,18	0,00
7	181,44	4,50	163,30	1270,08	598,75	671,33	0,00
8	181,44	5,50	199,58	1451,52	798,34	653,18	0,00
9	181,44	6,25	226,80	1632,96	1025,14	607,82	0,00
10	181,44	6,25	226,80	1814,40	1251,94	562,46	0,00
11	181,44	6,25	226,80	1995,84	1478,74	517,10	0,00
12	181,44	6,25	226,80	2177,28	1705,54	471,74	0,00
13	181,44	5,00	181,44	2358,72	1886,98	471,74	0,00
14	181,44	5,00	181,44	2540,16	2068,42	471,74	0,00
15	181,44	5,50	199,58	2721,60	2268,00	453,60	0,00
16	181,44	6,00	217,73	2903,04	2485,73	417,31	0,00
17	181,44	6,00	217,73	3084,48	2703,46	381,02	0,00
18	181,44	5,50	199,58	3265,92	2903,04	362,88	0,00
19	0,00	5,00	181,44	3265,92	3084,48	181,44	0,00
20	0,00	4,50	163,30	3265,92	3247,78	18,14	0,00
21	0,00	4,00	145,15	3265,92	3392,93	0,00	127,01
22	0,00	3,00	108,86	3265,92	3501,79	0,00	235,87
23	181,44	2,00	72,58	3447,36	3574,37	0,00	127,01
24	181,44	1,50	54,43	3628,80	3628,80	0,00	0,00

Annexe II-29 : Apport et consommation cumulés pour Ain Bouyahia



Annexe III : Dimensionnement des conduites**Annexe III-1 : Prix unitaire des conduites**

DN (mm)	Prix unitaire (DA)
100	1 630
125	2 010
150	2 182
200	2 974
250	4 060
300	5 150
350	6 300
400	7 270
500	10 350
600	14 300
700	17 950
1000	40 370

Annexe III-2: État des Noeuds du Réseau, barrage Damous

ID Noeud	Altitude m	Charge m	Pression m
Noeud 11	48	50,00	2,00
Noeud 12	48	49,99	1,99
Noeud 13	48	131,79	3,79
Noeud 14	48	131,79	3,79
Noeud 15	48	49,99	1,99
Noeud 16	48	131,79	83,79
Noeud 29	82	130,62	48,62
Noeud 30	105	117,40	12,40
Noeud 31	105	117,39	12,39
Noeud 32	105	117,39	12,39
Noeud 33	105	219,39	114,39
Noeud 34	105	219,39	114,39
Noeud 35	105	219,39	114,39
Noeud 36	207	218,09	11,09
Noeud 37	207	218,09	11,09
Noeud 38	207	218,09	11,09

Noeud 39	207	270,69	63,69
Noeud 40	207	270,69	63,69
Noeud 41	207	270,68	63,68
Noeud 42	258	270,14	12,14
Réservoir 1	48	50,00	2,00

Annexe III-4 : État des conduites et pompe du Réseau, barrage Damous

ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Débit LPS	Vitesse m/s
Tuyau 1	1	1000	871,00	1,11
Tuyau 2	1	600	435,50	1,54
Tuyau 3	1	600	435,50	1,54
Tuyau 4	1	600	435,50	1,54
Tuyau 5	1	600	-435,50	1,54
Tuyau 16	780	1000	871,00	1,11
Tuyau 19	8797	1000	871,00	1,11
Tuyau 20	1	600	435,50	1,54
Tuyau 21	1	600	435,50	1,54
Tuyau 22	1	600	435,50	1,54
Tuyau 23	1	600	435,50	1,54
Tuyau 24	1	600	435,50	1,54
Tuyau 25	1	600	435,50	1,54
Tuyau 26	1	600	435,50	1,54
Tuyau 27	1	600	435,50	1,54
Tuyau 29	863	1000	871,00	1,11
Tuyau 34	358	1000	871,00	1,11
Pompe 17	--	--	435,50	0,00
Pompe 18	--	--	435,50	0,00
Pompe 30	--	--	435,50	0,00
Pompe 31	--	--	435,50	0,00
Pompe 32	--	--	435,50	0,00
Pompe 33	--	--	435,50	0,00

Annexe III-5 : État des Noeuds du Réseau, Damous Cherchell

ID Noeud	Altitude m	Charge m	Pression m
Noeud 2	105	233,34	128,34
Noeud 3	120	210,74	90,74
Noeud 4	102	190,62	88,62
Noeud 5	67	170,87	103,87
Noeud 6	54	150,09	96,09
Noeud 7	101,6	111,41	9,81
Noeud 8	102	281,41	179,41
Noeud 9	228	273,52	45,52
Réservoir 1	256	258,00	2,00

Annexe III-6 : État des conduites et pompe du Réseau, Damous Cherchell

ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Débit LPS	Vitesse m/s
Tuyau 1	9899	800	625,00	1,24
Tuyau 2	9901	800	598,00	1,19
Tuyau 3	10050	700	394,00	1,02
Tuyau 4	6150	600	333,00	1,18
Tuyau 5	7050	600	319,00	1,13
Tuyau 6	7301	500	265,00	1,35
Tuyau 8	1489	500	265,00	1,35
Pompe 7	--	--	265,00	0,00

Annexe III-7 : État des Noeuds du Réseau, Damous Oued Goussine

ID Noeud	Altitude m	Charge m	Pressio n m
Noeud 2	52	171,24	119,2
Noeud 3	141,4	153,02	11,6
Noeud 4	242,7	301,54	58,8
Noeud 5	142	315,02	173,0

Noeud 6	118	244,38	126,3
Réservoir 1	256	258,00	2,00

Annexe III-8 : Etat des conduites du réseau, Damous Oued Goussine

ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Débit LPS	Vitesse m/s
Tuyau 1	18200	400	139	1,11
Tuyau 2	3411	200	24	0,75
Tuyau 3	2489	200	24	0,75
Tuyau 4	2182	150	24	1,33
Pompe 5	--	--	24	0,00

Annexe III-9 : État des Nœuds du Réseau, Barrage Beni Melleuk , variante 1

ID Noeud	Altitude m	Charge m	Pression m
Noeud 2	43	48,48	5,48
Noeud 3	43	207,48	164,48
Noeud 4	192	203,89	11,89
Noeud 5	192	362,89	170,89
Noeud 6	348	358,37	10,37
Noeud 7	348	517,37	169,37
Noeud 8	498	511,70	13,70
Noeud 9	498	670,70	172,70
Noeud 10	641	666,49	25,49
Noeud 11	641	784,49	143,49
Noeud 12	758	778,39	20,39
Noeud 13	703	764,97	61,97
Réservoir 1	48	50,00	2,00

Annexe III-10 : État des conduites et pompes, barrage Beni Melleuk, Variante 1

ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Débit LPS	Vitesse m/s
Tuyau 1	500	600	324,00	1,15
Tuyau 2	1180	600	324,00	1,15
Tuyau 3	1420	600	324,00	1,15

Tuyau 4	1850	600	324,00	1,15
Tuyau 5	1600	609	324,00	1,11
Tuyau 6	1900	600	324,00	1,15
Tuyau 7	4413,6	600	324,00	1,15
Pompe 8	--	--	324,00	0,00
Pompe 9	--	--	324,00	0,00
Pompe 10	--	--	324,00	0,00
Pompe 11	--	--	324,00	0,00
Pompe 12	--	--	324,00	0,00

Annexe III-11 : État des Nœuds du Réseau, transfert partie sud, variante 1

ID Nœud	Altitude m	Charge m	Pression m
Noeud 2	606,6	680,85	74,25
Noeud 3	585,91	657,18	71,27
Noeud 4	437,78	644,64	206,86
Noeud 5	446	644,10	198,10
Noeud 7	297	396,39	99,39
Noeud 8	344	365,02	21,02
Noeud 6	446	413,65	-32,35
Noeud 9	607	618,46	11,46
Noeud 11	666,6	688,86	22,26
Noeud 12	643	665,85	22,85
Noeud 13	643	807,85	164,85
Noeud 14	746	780,66	34,66
Noeud 10	607	691,16	84,16
Noeud 15	578,7	738,83	160,13
Noeud 16	578,7	511,46	-67,24
Noeud 17	303	390,56	87,56
Réservoir 1	703	704,00	1,00

Annexe III-12 : État des conduites, pompes et vannes du Réseau, transfert partie sud, Variante 1

ID Arc	Longueur r m	Diamètre mm	Débit LPS	Vitesse m/s
Tuyau 2	9250	600	297,00	1,05
Tuyau 3	4900	600	297,00	1,05
Tuyau 4	200	500	189,00	0,96
Tuyau 6	1109	300	50,00	0,71
Tuyau 1	9050	600	297,00	1,05
Tuyau 5	6370,3	500	189,00	0,96
Tuyau 7	4523	350	108,00	1,12
Tuyau 9	2200	200	33,00	1,05
Tuyau 10	2600	200	33,00	1,05
Tuyau 8	177	300	108,00	1,53
Tuyau 11	4000	200	33,00	1,05
Tuyau 12	11561,	200	33,00	1,05
Pompe 14	--	--	33,00	0,00
Pompe 13	--	--	108,00	0,00
Vanne 15	--	200	189,00	6,02
Vanne 16	--	75	33,00	7,47

Annexe III-13 : État des Nœuds du Réseau, barrage Beni Melleuk , variante 2

ID Noeud	Altitude m	Charge m	Pression m
Noeud 2	43	46,49	3,49
Noeud 3	43	177,49	134,49
Noeud 4	160	171,16	11,16
Noeud 5	160	302,16	142,16
Noeud 6	280	293,86	13,86
Noeud 7	280	424,86	144,86
Noeud 8	400	418,05	18,05
Noeud 9	400	549,05	149,05

Noeud 10	525	539,85	14,85
Noeud 11	525	670,85	145,85
Noeud 12	640	661,01	21,01
Noeud 13	640	792,01	152,01
Noeud 14	758	779,81	21,81
Noeud 15	703	748,79	45,79
Réservoir 1	48	50,00	2,00

Annexe III-14 : État des conduites et pompes du Réseau, barrage Beni Melleuk, variante 2

ID Arc	Longueur r m	Diamètre mm	Débit LPS	Vitesse m/s
Tuyau 1	500	200	27,00	0,86
Tuyau 2	900	200	27,00	0,86
Tuyau 3	1181	200	27,00	0,86
Tuyau 4	969	200	27,00	0,86
Tuyau 5	1308	200	27,00	0,86
Tuyau 6	1400	200	27,00	0,86
Tuyau 7	1736	200	27,00	0,86
Tuyau 8	4413,	200	27,00	0,86
Pompe 9	--	--	27,00	0,00
Pompe 10	--	--	27,00	0,00
Pompe 11	--	--	27,00	0,00
Pompe 12	--	--	27,00	0,00
Pompe 13	--	--	27,00	0,00
Pompe 14	--	--	27,00	0,00

Annexe III-15 : État des Nœuds du Réseau, transfert partie sud, variante 2

ID Noeud	Altitude m	Charge m	Pression m
Noeud 2	48	50,00	2,00
Noeud 3	48	234,00	186,00
Noeud 4	218	231,28	13,28

Noeud 5	218	395,28	177,28
Noeud 6	300	393,65	93,65
Noeud 7	233	374,12	141,12
Noeud 8	348	357,09	9,09
Noeud 9	348	531,09	183,09
Noeud 10	510	527,33	17,33
Noeud 11	510	701,33	191,33
Noeud 12	675	695,58	20,58
Noeud 13	675	771,38	96,38
Noeud 14	746	767,36	21,36
Noeud 15	679	757,84	78,84
Noeud 16	514	754,01	240,01
Noeud 17	514	422,17	-91,83
Noeud 18	297	396,58	99,58
Noeud 19	344	365,21	21,21
Réservoir 1	48	50,00	2,00

Annexe III-16 : État des conduites, pompes et vannes du Réseau, transfert partie sud, variante 2

ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Débit LPS	Vitesse m/s
Tuyau 1	1	600	297,00	1,05
Tuyau 2	1063,5	600	297,00	1,05
Tuyau 3	636,5	600	297,00	1,05
Tuyau 4	7631,34	600	297,00	1,05
Tuyau 5	8408	600	264,00	0,93
Tuyau 6	2092	600	264,00	0,93
Tuyau 7	3250	600	264,00	0,93
Tuyau 8	2250	600	264,00	0,93
Tuyau 9	4702,2	600	264,00	0,93

Tuyau 10	1500	500	189,00	0,96
Tuyau 11	9600	500	189,00	0,96
Tuyau 12	11092,3	300	50,00	0,71
Pompe 13	--	--	297,00	0,00
Pompe 14	--	--	297,00	0,00
Pompe 15	--	--	264,00	0,00
Pompe 16	--	--	264,00	0,00
Pompe 17	--	--	264,00	0,00
Vanne 18	--	200	189,00	6,02