

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Renforcement de l'alimentation en eau potable de la commune de Bouinan à partir de la source Marmoucha (w. Blida).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0035-16

APA Citation (APA توثيق):

Cherchar, Hamza Alaaeddine (2016). Renforcement de l'alimentation en eau potable de la commune de Bouinan à partir de la source Marmoucha (w. Blida)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHESCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abdellah -

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Alimentation en Eau Potable

THEME :

**RENFORCEMENT DE L'ALIMENTATION EN EAU
POTABLE DE LA COMMUNE DE BOUINAN A
PARTIR DE LA SOURCE MARMOUCHA (W.BLIDA)**

Présenté par :

M^r CHERCHAR Hamza Alaaeddine

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et prénom	Grade	Qualité
M ^{me} F.AMMOUR	M.A.A	Présidente
M ^{me} M.KAHLERRAS	M.A.A	Examinatrice
M ^{me} N.HADJSADOK	M.A.A	Examinatrice
M ^{me} C.SALHI	M.A.A	Examinatrice
M ^r A.AMMARI	M.C.B	Promoteur

SEPTEMBRE-2016

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHESCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abdellah -

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Alimentation en Eau Potable

THEME :

**RENFORCEMENT DE L'ALIMENTATION EN EAU
POTABLE DE LA COMMUNE DE BOUINAN A
PARTIR DE LA SOURCE MARMOUCHA (W.BLIDA)**

Présenté par :

M^r CHERCHAR Hamza Alaaeddine

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et prénom	Grade	Qualité
M ^{me} F.AMMOUR	M.A.A	Présidente
M ^{me} M.KAHLERRAS	M.A.A	Examinatrice
M ^{me} N.HADJSADOK	M.A.A	Examinatrice
M ^{me} C.SALHI	M.A.A	Examinatrice
M ^r A.AMMARI	M.C.B	Promoteur

SEPTEMBRE-2016

Dédicaces

Je dédie ce travail. . .

A mes chers parents, aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consenti pour mon instruction et mon bien être.

A mes chers frères et sœurs Oussama Abderrahmane et Selma.

A tous mes amis spécialement ceux avec qui j'ai passé le plus de temps Othmane, Koceila, Abderraouf, Adel, Selmane, Massinissa,

A toutes les personnes qui ont participé à l'élaboration de ce travail.

A tous ceux que j'ai omis de citer.

. . . Hanza

Remerciements

Tout d'abord, je remercie le bon **DIEU**, notre créateur de m'avoir donné la force, la volonté et le courage afin d'accomplir ce travail modeste.

Je remercie **mes parents** d'avoir tout fait pour moi.

J'adresse le grand remerciement à mon promoteur **Mr AMMARI Abdelhadi**, pour sa contribution, sa disponibilité et ses précieux conseils du début à la fin de ce travail.

Je tiens également à remercier **les membres de jury** pour l'honneur qu'ils m'ont fait en acceptant de siéger à ma soutenance.

Finalement, je tiens à exprimer ma profonde gratitude à :

L'ensemble **des enseignants** qui ont contribué à ma formation durant toutes ces années d'études.

Ma grande famille qui m'a toujours soutenue,

L'ensemble de **mes camarades** et **mes ami(e)s** sans exception.

. . . *Hamza*

مستخلص :

تعرف منطقة بوعينان المعنية بالدراسة نموا ديموغرافيا كبيرا مما أدى الى نقص ومشكل في التزويد بالمياه الصالحة للشرب وبالتالي وجب تدعيم المصادر المائية الحالية المعتمدة أساسا على المياه الجوفية بمصادر أخرى.

من خلال هذه الدراسة نهدف الى الاستغلال الأمثل لمياه منبع مرموشة الواقع في أعالي بوعينان من أجل تدعيم المصادر الحالية مع الأخذ بعين الاعتبار نوعية هذه المياه وحجم التخزين وحماية الأنابيب وكذلك تطرقنا الى إمكانية استغلال هذه المياه في إنتاج التيار الكهربائي.

Résumé :

La zone de Bouinane, concernée par notre étude, connaît une croissance démographique importante voire très élevée, ce qui a conduit à une pénurie et un problème dans l'approvisionnement en eau potable. Face à ce déficit, il est impératif de consolider les ressources en eau existantes, à savoir les eaux souterraines, par d'autres ressources.

À partir de notre étude, nous cherchons à optimiser l'utilisation des eaux de la source "Marmoucha" qui se trouve dans les hauteurs de Bouinane pour renforcer les sources actuelles et ce, en tenant compte de la qualité de l'eau, du volume de stockage, de la protection des conduites ainsi que la possibilité d'exploiter ces eaux dans la production du courant électrique.

Abstract

There is a significant demographic growth in Buaanan (the concerned area for the study), which led to a shortage and a problem in potable water supply, therefore we must consolidate the existing water resources that are mainly dependent on groundwater by other sources. Through this study, we aim to optimize the use of water of the source Mermosha which is located on the top of Buaanan to strengthen the existing sources, taking into account the quality of the water and the size of the storage and protection of pipes, as well as we dealt with the possibility of exploiting these waters to produce electricity.

CHAPITRE I : DESCRIPTION DE LA ZONE D'ETUDE

I.1.	Situation géographique et administrative	2
I.2.	La topographie	3
I.3.	Le climat.....	4
1.3.1.	La pluviométrie	4
1.3.2.	La température	5
1.3.3.	L'humidité	6
1.3.4.	L'action de l'eau	6
1.3.5.	L'action de gel	6
1.3.6.	La neige	6
1.3.7.	Le vent	6
I.4.	Géologie	7
I.5.	La sismicité.....	7
I.6.	Population et démographie	8
I.7.	ressources en eau	9
I.8.	Conclusion	9

CHAPITRE II : ESTIMATION DE LA SOURCE

II.1.	Localisation de la source Marmoucha	10
II.2.	Géologie de la source.....	12
II.3.	Hydrogéologie de la zone	12
II.4.	L'apport en eau de la région	13
II.5.	Qualité des eaux	15
II.6.	Conclusion	18

CHAPITRE III : BILAN D'EAU

III.1.	Evolution de la population à l'horizon d'étude	19
III.2.	Estimation des besoins en eau potable.....	20
III.3.	L'évaluation de la consommation	21
III.4.1.	Les besoins domestiques	21
III.4.2.	Les besoins des équipements administratifs, commerciaux et de la petite industrie	23
A.	Besoins administratifs	24
B.	Besoins scolaires	24
C.	Besoins sanitaires	25

D. Besoins socioculturels	25
E. Besoins commerciaux	26
F. Besoins d'arrosage	26
III.4.3. Les facteurs de majorations	27
III.4.4. Récapitulation des besoins en eaux de la ville	27
III.4.5. Besoins globaux actuels et futurs	28
III.4. Calcul du volume de stockage nécessaire	28
III.5. Ressources en eau :	29
III.6. Bilan ressources – besoins	30
III.7. Conclusion	34

CHAPITRE IV : DIMENSIONNEMENT DE L'ADDUCTION

IV.1. Définition de l'adduction	36
IV.2. Type d'adduction	37
IV.3. Type d'écoulement	37
IV.4. Principe du choix du tracé	37
IV.5. Choix du matériau de la conduite	38
IV.6. Les hypothèses de calcul	38
IV.6.1. Le débit	39
IV.6.2. Le diamètre avantageux	39
IV.6.3. La vitesse d'écoulement	40
IV.6.4. Calcule des pertes de charge	40
IV.7. Calcul hydraulique :	41
IV.7.1. Dimensionnement de la conduite	41
IV.7.2. Calcule de la perte de charge	42
IV.7.3. Première variante	45
IV.7.4. Deuxième variante	54
IV.7.5. Interprétation et choix de la variante	60
IV.8. Protection de l'adduction contre le phénomène transitoire	61
IV.8.1. Définition	61
IV.8.2. Causes du coup de bélier	61
IV.8.3. Amplitude des coups de bélier	62
IV.8.4. Risques dus aux coups de bélier	62
IV.8.5. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier	64
IV.9. Conclusion	66

CHAPITRE V : OUVRAGES

V.1. Aménagement de la source	67
V.1.1. La composition de l'aménagement.....	67
A. Digue de captage :	67
B. Chambre visitable :.....	67
V.1.2. Dimensionnement de la digue de la source superficielle.....	68
V.2. Réservoirs	70
V.2.1. Rôles des réservoirs	70
V.2.2. Classification des réservoirs	71
V.2.3. Emplacement des réservoirs	72
V.2.4. Le réservoir d'arrivé de Chréa	73
V.2.5. Les brise-charges :.....	74
A. Dimensionnement des brises charge :	74
B. Sections des brise-charges :	74
V.3. Les stations hydro-électriques :	75
V.3.1. Généralités	75
A. Station hydroélectrique :	75
B. Force de l'eau :.....	75
C. L'hydroélectricité :.....	75
D. Groupe turbine-alternateur :	75
E. Types de turbines :	76
F. Caractéristiques d'une turbine :	76
V.3.2. Choix de la turbine :	77
V.3.3. La production de l'énergie électrique :	78
A. La puissance mécanique :.....	78
B. Les générateurs :	78
C. La puissance électrique	79
D. Recommandation sur l'utilisation de cette énergie :	80
V.4. Conclusion	80

CHAPITRE VI MANAGEMENT DE PROJET

VI.1. Pose de canalisation :.....	81
VI.1.1. Principe de pose des canalisations :	81
VI.1.2. Les actions reçues par les conduites	81
VI.1.3. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire :	82
VI.1.4. Pose de canalisation dans un mauvais terrain :	83

A. Cas d'un terrain peu consistant :	83
B. Cas d'un terrain mouillé :	83
VI.1.5. Les Conduites en PEHD :	83
A. Aménagement du lit de pose des conduites :	83
B. Introduction de la canalisation :	84
VI.1.6. Epreuve de joint et de canalisation :	85
VI.1.7. Remblaiement des tranchées :	85
VI.2. Organisation de chantier	86
VI.2.1. Implantation du tracé des tranchées sur le terrain	86
VI.2.2. Nivellement de la plate-forme de pose	86
VI.2.3. Décapage de la couche de terre végétale	86
VI.2.4. Excavation des tranchées	87
VI.2.5. La profondeur (Htr)	87
VI.2.6. Le volume des déblais	88
A. Largeur de la tranchée	88
B. Choix du coefficient du talus	88
C. Section de la tranchée	89
D. Volume à excaver	89
E. Détermination de la capacité du godé	90
F. Rendement d'exploitation de la pelle choisie	90
VI.2.7. Le volume des remblais	91
VI.2.8. La durée d'excavation	91
VI.2.9. Le compactage	92
VI.2.10. Elaboration Du Planning D'exécution Des Travaux	92
VI.2.11. Planification des travaux	92
VI.3. Evaluation du projet	96
VI.3.1. Devis estimatif d'établissement de l'adduction	96
VI.3.2. Devis global	97
VI.4. Conclusion	97

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 : précipitations maximales mensuelles (station Soumaa2006) .	4
Tableau I.2 : les températures mensuelles (station de Soumaa 2008)	5
Tableau I.3 : le tableau suivant traduit la vitesse du vent (en m/s) au cours de l'année.	6
Tableau II.1:Variation de débit mensuelle de la source.	14
Tableau II.2:Débit Max et Min de la source.	14
Tableau II.3:Fiche technique de la source Marmoucha	15
Tableau III .1 : Population pour différents horizons	20
Tableau III.2 : Typologie agglomération / Strates de population	22
Tableau III.3 : Evaluation des besoins domestiques	22
Tableau III.4 : évaluation des besoins administratifs.	23
Tableau III.5 : évaluation des besoins scolaires	24
Tableau III.6: évaluation des besoins sanitaires	24
Tableau III.7 : évaluation des besoins socioculturels	25
Tableau III.8: évaluation des besoins commerciaux	25
Tableau III.9 : évaluation des besoins d'arrosage	26
Tableau III.10: Table de coefficient de majoration géo-climatique	26
Tableau III.11: Récapitulation des besoins en eaux de la ville	27
Tableau III.12 : Besoins actuels et futurs journaliers moyens	27
Tableau III.13: Besoins actuels et futurs du jour de pointe	28
Tableau III.14 : Récapitulatif des besoins globaux actuels et futurs	29
Tableau III.15: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Bouinan	30
Tableau III.16 : Bilan des ouvrages de stockages de Bouinan chef-lieu	31
Tableau III.17 : Bilan hydrique ressources-besoins de Bouinan chef-lieu	34
Tableau IV.1 représente les diamètres possibles pour notre adduction	41
Tableau IV.2 représente le calcul de la perte de charge pour chaque diamètre.	42
Tableau IV.3 représente les caractéristiques des deux variantes retenues	44
Tableau IV.4 représente l'état des nœuds du réseau (PN16 DN200 sans brise-charges).	45
Tableau IV.5 représente l'état des arcs du réseau (PN16 DN200 sans brise-charges).	46
Tableau IV.6 représente les tronçons après la projection des brise-charges.	48
Tableau IV.7 tableau récapitulative des calculs pour la première variante.	50

Tableau IV.8 représente l'état des nœuds du réseau (première variante avec brise-charges)..	51
Tableau IV.9 représente l'état des arcs du réseau (première variante avec brise-charges).....	52
Tableau IV.10 représente l'état des nœuds du réseau (PN20 DN250 sans brise-charges).	54
Tableau IV.11 représente l'état des arcs du réseau (PN20 DN250 sans brise-charges).	55
Tableau IV.12 représente les tronçons après la projection des brise-charges (2ème variante).	57
Tableau IV.13 tableau récapitulative des calculs pour la deuxième variante.	58
Tableau IV.15 : représente les caractéristiques de notre adduction.	64
Le tableau IV.16 : représente la valeur de K pour chaque matériau	65
Tableau V.1 les caractéristiques des turbines hydrauliques.	75
Tableau V.2 les valeurs indicatives pour les rendements des générateurs.	78
Tableau VI.1 : Choix du coefficient du talus.	89
Tableau VI.2 : Calcul du volume du déblai.....	89
Tableau VI.3 Capacité du godet en fonction du volume de terrassement.....	90
Tableau VI.4 Calcul du volume du remblai	91
Tableau VI.5 Détermination du délai de la réalisation.....	93
du délai de la réalisation.....	93
Tableau VI.6 Planning des travaux (Diagramme de Grantt).....	95
Tableau VI.7 Devis estimatif de l'établissement de la conduite d'adduction et les stations hydroélectrique et les brise-charges.	96
Tableau V.7 Devis estimatif global.....	97

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 carte administrative de la wilaya de Blida.....	3
Figure I.2 : carte de la formation géologique de la région d'étude (source : A.N.R.H).....	7
Figure II.1 : Situation Géographique.....	11
Figure II.2: plan topographique d'implantation de la source Marmoucha	11
Figure II.4 : représente les détails de la géologie du terrain (source l'ANRH)	12
Figure II.5 représente les détails hydrogéologiques de la zone. (Source ANRH)	13
Figure II.6: Délimitation de la zone de recharge de la source.....	14
FigureII.6:Variation de débit.....	15
Figure II.7:débit de la source en période des crues.....	17
Figure II.8: débit de la source en période d'étiage.....	17
Figure II.9 : l'ancien système de captage (bâche d'eau et une conduite de petit diamètre)....	18
Figure III.1 Evolution de la demande en eau potable de 2008 à 2040.....	20
Figure III.2 système d'AEP de Bouinan et l'adduction de la source projeté.....	32
Figure IV.1 représente le tracé des lignes de charges pour chaque diamètre.....	42
Figure IV.2 représente le tracé de l'adduction.....	43
Figure IV.3 représente la simulation EPANET (PN16 DN200).....	47
Figure IV.4 représentation des charges après la projection des brise-charges (première variante).....	55
Figure IV.5 représente la simulation EPANET (PN20 DN250).....	58
Figure IV 6 : représentation des charges après la projection des brise-charges (deuxièmes variantes).....	64
Figure V.1 schéma de bache d'eau de captage.....	69
Figure V.2 schéma d'un réservoir.....	74
Figure V.3 : Domaine d'utilisation des différents types de turbines (chutes nettes, débits, puissances)	76
Figure VI.1 : pose de canalisation dans un terrain ordinaire.....	83
Figure VI.2 : pose des conduites en PE dans les tranchées.....	85
Figure VI.3 : schéma du remblai d'une tranchée.....	86
Figure VI.3 : Pose de conduite en tranché dans un terrain ordinaire	89
Figure VI.4 Réseau à nœud.....	95

LISTES DES PLANCHES

Planche 1 : tracé de l'adduction commune de bouinan (W.Blida).

Planche 2 : profil en long –partie 1 – de l'adduction commune de bouinan W.Blida.

Planche 3 : profil en long –partie 2 – de l'adduction commune de bouinan W.Blida.

Planche 4 : profil en long –partie 3 – de l'adduction commune de bouinan W.Blida.

Planche 5 : aménagement et équipements de la source Marmoucha.

Planche 6 : dimensions et équipements de brise-charges.

Introduction générale

Nous vivons dans cette planète bleue où l'eau représente un élément vital pour la survie et le développement de tout être sur terre.

C'est une coordonnée incontournable sans laquelle la vie et son cours normal n'aurait pas existé tel qu'on le connaît. Son usage ne se limite pas à l'utilisation quotidienne, mais Aussi dans les activités économiques notamment dans la production d'énergie qui prend de plus en plus de terrain.

Bien qu'apparemment inépuisable, l'eau est inégalement répartie dans le monde et vu le développement et le besoin qui est de plus en plus croissant, plusieurs pays seront obliger de confronter le problème de son manque.

L'Algérie à titre d'exemple, a fourni d'indéniables efforts dans le secteur hydraulique mais elle fait face encore à un déficit qui ne cesse d'accentuer. La confrontation ressources/besoins est un indicatif révélateur qui nous oriente vers la politique de l'eau que nous devons mener afin d'atténuer l'effet de ce déficit.

La source qui fait l'objet de notre travail est localisée dans le sud de Bouinan à une altitude de 1044m et se caractérise par un débit max de 35 l/s.

Le but de notre projet qui est le dimensionnement de la conduite d'adduction entre la source de Marmoucha et la commune de Bouinan est d'atténuer la souffrance de la population de cette dernière, renforcer l'alimentation en eau potable et combler ses besoins en eau.

CHAPITRE I :
DESCRIPTION DE
LA ZONE D'ETUDE

Avant tout projet d'alimentation en eau potable, l'étude du site est nécessaire pour connaître toutes les caractéristiques du lieu et les facteurs qui influent sur la conception du projet. Parmi ces facteurs, nous citons : les données relatives à l'agglomération, les réseaux hydrographiques ainsi que la connaissance de la géologie et la topographie du site qui nous permettront de prendre les dispositions nécessaires lors de la réalisation des travaux.

I.1. Situation géographique et administrative :

La commune de Bouinan occupe une position centrale au sein de la plaine de la Mitidja situées sur les piémonts de l'atlas Blidéen ; sur l'axe nord-sud d'Alger. Le territoire communal s'étend au nord sur la plaine et au sud sur les piémonts et sur la montagne.

Sur le plan administratif, la commune de Bouinan se trouve au Nord-Est de la wilaya de Blida, avec une distance d'une quinzaine de kilomètres du chef-lieu de la wilaya.

Elle est limitée par :

La commune de BOUFARIK au Nord

La commune de CHEBLI à l'Est.

Les communes de HAMMAM MELOUANE et CHREA au Sud.

La commune de SOUMAA à l'Ouest.

Cette commune est structurée par quatre agglomérations que sont :

L'agglomération chef-lieu de BOUINAN

L'agglomération AMROUSSA

L'agglomération HASSANIA

L'agglomération MELLAHA



Figure I.1 carte administrative de la wilaya de Blida

I.2. La topographie :

L'atlas Blidéen est une chaîne de montagnes qui s'étend sur plus de 70 KM, depuis le massif volcanique d'El Afroun à l'Ouest jusqu'au massif calcaire du Dj. Bouzegza à l'est.

C'est une chaîne de reliefs continus et sans interruptions notables et ce, à l'exception de quelques cluses empruntées par des vallées très étroites et profondes, ex : les oueds Djer ,Bouroumi , Chiffa , El harrach . . .

L'espace communal de BOUINAN se trouve dans un relief qui varie entre 100 à 1100 mètres d'altitude faisant distinguer trois types de reliefs ordonnés comme suit :

- La partie de la plaine
- La zone de piémont
- La zone de montagne

I.3. Le climat :

Notre région appartient à la plaine de Mitidja. Cette plaine occidentale est soumise à un climat subhumide littoral qui caractérise l'ensemble des plaines côtières. Il devient plus humide et continental sur les reliefs du Sud où l'on enregistre une baisse sensible des températures.

Les principaux paramètres et facteurs du climat qui influent d'une façon directe et à long terme sur les édifices ou toute infrastructure sont : la pluviométrie, la température, l'humidité et le vent.

1.3.1. La pluviométrie :

La pluviométrie de la région est méditerranéenne caractérisée par une double irrégularité annuelle et interannuelle.

Malgré sa position septentrionale, il y a une nette opposition entre la saison froide et humide et la saison chaude et sèche.

La répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle de la station de « Soumaa » est présentée dans le tableau ci-dessous (tableau I.1) :

Tableau I.1 : répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle (Période 1996-2008) .

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Jul	Aou	année
Pluie (mm)	22.44	77.63	111.82	79.98	88.39	93.83	98.62	82.11	70.06	7.92	2.14	3.89	735.82
Pluie (%)	2.77	10.53	15.17	10.85	11.99	12.73	13.38	11.14	9.50	1.07	0.29	0.52	100

(Source A.N.R.H – Blida)

L'analyse du tableau nous a permis de tirer les conclusions suivantes :

- Les précipitations ne sont pas réparties uniformément au cours de l'année.
- Les mois Juin, Juillet et Août accusent une très faible pluviométrie par rapport aux mois de Décembre, Janvier et Février qui accusent le maximum de pluviométrie.

1.3.2. La température

La température est un élément important et fondamental du climat qui influe sur les constructions soit durant la réalisation ou après ; pendant l'exploitation.

Les températures dont nous disposons sont celles de BLIDA et ses alentours. Les analyses des moyennes mensuelles de températures montrent des valeurs élevées du mois de Juin au mois de Septembre et qui varient entre 26,5°C à 27,3 0°C.

Par contre les températures les plus basses sont marquées de Décembre à Février et qui varient de 2°C à 5.5°C. À la vue de cette observation, on constate que la région est caractérisée par une alternance de saison sèche et chaude avec une température au mois d'Août de 27,30°C et d'une saison humide et froide avec une température de 9,30°C au mois de Janvier.

Le tableau ci-dessous, résume notre analyse concernant les différentes températures au cours de l'année de la wilaya de Blida et ses alentours (tableau I,2)

Tableau I.2 : Ce tableau représente les différentes températures (minimales, moyennes et maximales), au cours de l'année, de la wilaya de Blida et ses alentours :

Tableau I.2 : les températures mensuelles (station de Soumaa)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Jull	Aou
Tmin (°C)	17	15.5	6.5	5.5	2	4	6	7	15	18	21.5	21
Tmax (°C)	32	32	26	18.5	15	17	30	23	30	37	35	40
Tmoy (°C)	24.3	21.9	14.7	11.1	9.3	10.3	17.3	16.8	22.4	26.5	28.5	27.3

(Source A.N.R.H- Blida)

Avec :

Tmin : température minimale mensuelle en degré Celsius

Tmax : température maximale en degré Celsius

Tmoy : température moyenne en degré Celsius

1.3.3. L'humidité :

L'humidité relative de l'air dans la région varie entre 77% et 80% qui est un taux considérable.

1.3.4. L'action de l'eau :

L'eau joue un rôle dissolvant étant un élément principal d'érosion, à la zone d'étude les précipitations moyennes annuelles sont un peu intenses (en générale 737mm/an)

1.3.5. L'action de gel

L'action de gel est définie par la somme des températures de chacune des journées durant les périodes de l'année où les températures sont négatives.

1.3.6. La neige

L'influence du relief sur la neige se combine avec celle du régime pluviométrique

La région de Bouinan totalise une moyenne de 05 jours de neige au sol pour la plaine et le piémont, et plus de 20 jours sur le massif montagneux où l'altitude est à 1 000 m (montagne de MARMOUCHA où se situe notre source).

1.3.7. Le vent :

Les vents constituent un facteur écologique important à des titres divers : agent de transport, facteur climatique et facteur mécanique. Ils sont accompagnés généralement d'orages et des pluies, les plus fréquents d'entre eux sont de direction NORD-EST avec une vitesse moyenne est de 2,5m/s à 3m/s.

Le tableau suivant traduit les différentes vitesses des vents (en m/s) au cours de l'année.

Tableau I.3 : le tableau suivant traduit la vitesse du vent (en m/s) au cours de l'année.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Jull	Aou
V (m/s)	2,5	2,3	2,5	3,7	3	3,1	2,9	3,1	2,8	3	3,2	3,1

(Source A.N.R.H- Blida)

I.4. Géologie :

Le Site de Bouinan est situé entre deux segments de la faille sud de la Mitidja. Deux types de sols affleurent sur ce site : à savoir un sol ferme vers le bassin de la Mitidja et un sol rigide formé de dépôts miocènes du piémont de l'Atlas Blidéen.

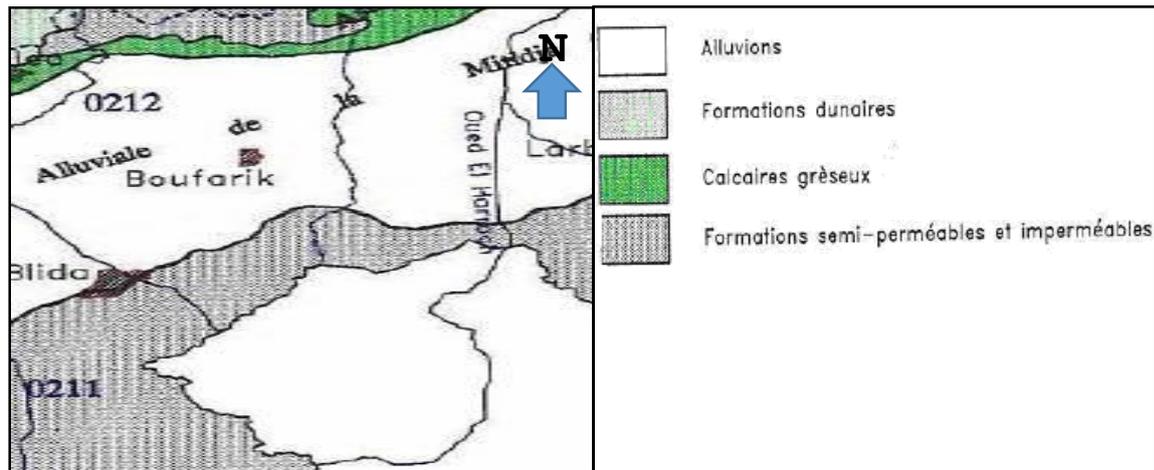


Figure I.2 : carte de la formation géologique de la région d'étude (source : A.N.R.H)

Depuis la figure ci-dessus nous pouvons dire ce qui suit :

La zone se situe à l'extrémité orientale de la plaine de la Mitidja (zone de subsidence continue)

Sédimentation active dont les éléments proviennent des reliefs de l'Atlas Blidéen

A la fin du pliocène et au quaternaire, deux réservoirs aquifères se sont individualisés :

- L'Astien formé par des calcaires et des grès d'origine continentale.
- Le Quaternaire formé essentiellement de galets et de graviers.

Le bassin versant dans laquelle se trouve la source est entouré de reliefs jeunes dont l'altitude est élevée. Ces montagnes sont fortement érodées par l'action du vent et de la pluie (et gel) ; ainsi les racines des végétations, les mâtereaux arrachés viennent se déposer dans le bord et le lit de l'oued où ils constituent une couche épaisse de sédiments fertiles d'où la présence d'une végétation intense dans la vallée de l'oued malgré les incendies répétés dans cette zone

I.5. La sismicité

En ce qui concerne l'état sismique de la région de MITIDA, il est caractérisé par des secousses moyennes à faible. C'est une plaine classée en zone 02, et nécessite l'application des règles de sécurité parasismique en vigueur pour la construction.

I.6. Population et démographie :

La population totale en 1998 de la commune de Bouinan, (RGPH 1998) était de 24874 habitants. En 2008 par ailleurs, les statistiques de la commune de Bouinan ont affiché une population de 30697 habitants ; mais la ville de Bouinan va connaître un éclatement démographique à cause de la réception des projets de logement (5000 logements AADL), les autorités locaux estiment une extension de 150 000 habitants à l'horizon 2022.

I.7. Ressources en eau :

La localité de Bouinan est alimentée à partir de cinq forages (un forage a été abandonné) d'une capacité totale de 73 l/s soit 6307 m³/j , situés à environ 5km au nord de la ville.

Les eaux souterraines sont refoulées vers le réservoir Bencharif de 500 m³, la station de pompage de Maassouma refoulera à son tour les eaux produites via une conduite en amiante ciment de diamètre 300 mm, d'une longueur de 3622 ml vers le réservoir 1000 m³ de Haouch krott,

Le centre de Bouinan sera desservi à partir de ce réservoir, la station de pompage de Haouch Krott refoulera à son tour vers un réservoir 1000 m³, par une conduite en Acier de diamètre 200 mm de longueur 1500ml, le réservoir de 1000 m³ alimentera la cité Chréa et Mellaha.

Figure III.2 représente le système d'alimentation en eau potable de la commune de Bouinan, ainsi que le transfert source Marmoucha – réservoir 1000m³ de Mellaha.

I.8. Conclusion

Nous avons fini de présenté la zone d'étude du point de vue localisation et caractéristiques géologique et climatique.

Notre région est une zone montagneuse qui se situe sur l'Atlas tellien dans la wilaya de Blida, elle est caractérisée par l'alternance de deux climats, une période sèche qui s'étend du mois de Juin au mois de Septembre et une période humide du mois de Décembre au mois de Février. Une moyenne de pluviométrie de 737 mm/an reine sur la région.

Géologiquement parlant, notre zone est de sismicité moyenne, avec une application systématique des règles parasismique en construction.

La commune de Bouinan va connaître une augmentation des besoins en eau avec les extensions future de l'agglomération.

CHAPITRE II :
ESTIMATION DE LA
SOURCE.

Après avoir fait une description de la zone de Bouinan au premier chapitre, dans celui-là on va faire une description de notre source (Marmoucha) commençant par sa localisation le débit l'hydrogéologie et la géologie de la source

II.1. Localisation de la source Marmoucha

La source Marmoucha (Ain Tafrant), se trouve au Sud-ouest de la Commune de Bouinan à une distance de douze (12) kilomètres environ. Ses coordonnées UTM sont : X=521 850 Km et Y=353 750 Km, Z=1000 m .

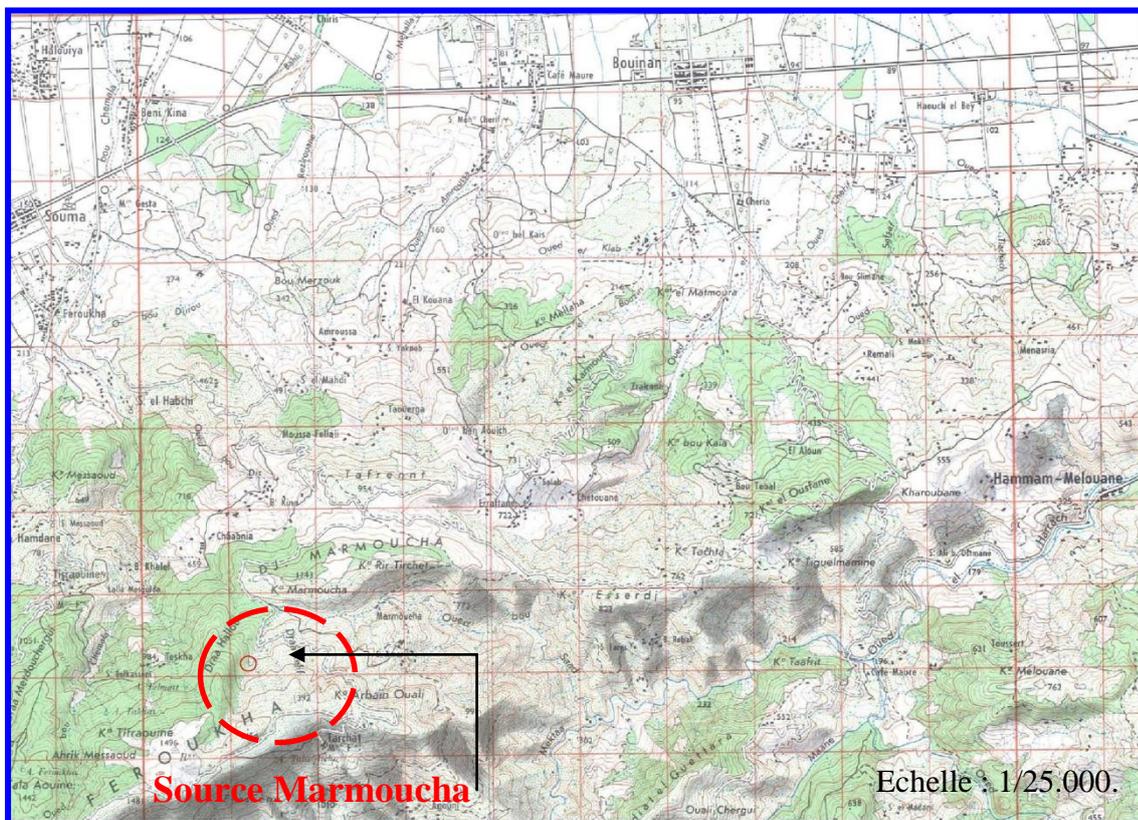


Figure II.1 : Situation Géographique

La figure suivante, représentent le plan topographique d'implantation de la source de marmoucha :



Figure II.2: plan topographique d'implantation de la source Marmoucha

II.2. Géologie de la source

Après interprétation de la carte géologique de notre zone d'étude, nous remarquons que sur la zone les principales formations géologiques retrouvées sont le crétacé, le calcaire de Marmoucha et schiste de la Chiffa. Cependant, contrairement à l'ordre chronologique normal suivant lequel nous sommes supposé trouver l'ordre de superposition de nos formations géologiques, nous remarquons que dans notre région le schiste de la Chiffa est celui qu'on retrouve tout en haut, et ce peut s'expliquer par un renversement de ces couches dans la zone d'étude.

Nos connaissances de la région, ainsi que des processus de création des sources d'eau fusionnée avec es donnée disponibles sur la carte, permet d'expliquer la naissance de notre source qui est l'eau infiltrés dans les fissurations de schistes durant la période humide qui resurgissent durant la période d'été.

Les observations citées en haut sont retrouvées dans la carte suivante :

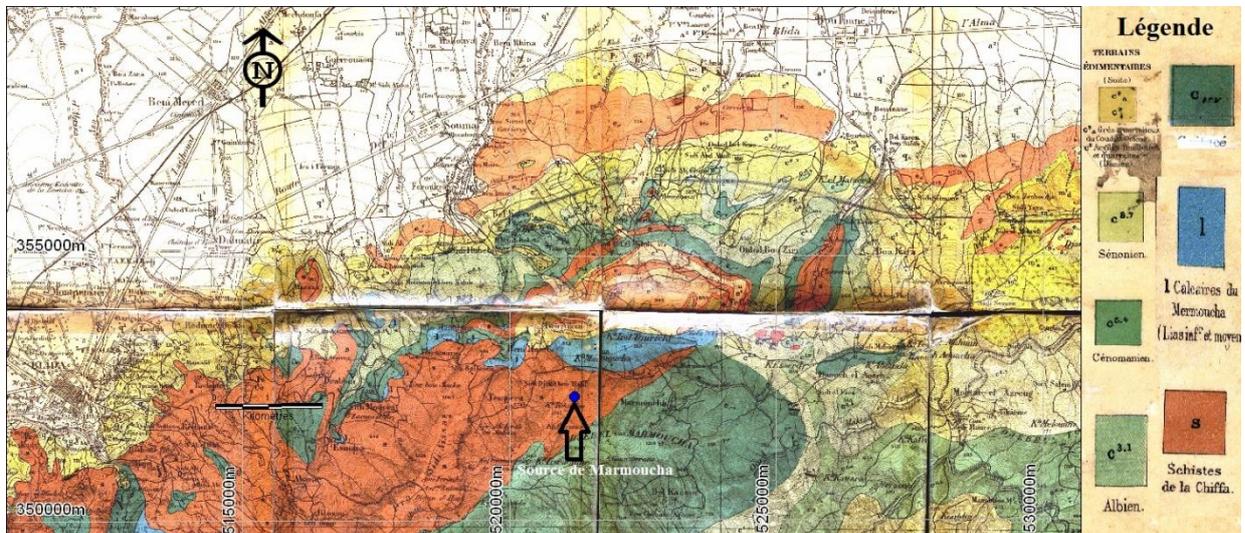


Figure II.4 : représente les détails de la géologie du terrain (source l'ANRH)

D'après la carte on voit clairement la localisation de notre source dans une région avec 3 formations principales : les schistes, le calcaire de Marmoucha et le crétacé.

II.3. Hydrogéologie de la zone

D'après la carte hydrogéologique, et les constatations de la A.N.R.H, notre source a un débit d'étiage qui se trouve entre 5 et 10 litres par seconde. Donc nous pouvons conclure que cette source est d'après son historique une source pérenne qui n'a pas encore été exploitée jusqu'à présent.

Dans ce qui suit, une carte hydrogéologique de la zone d'étude.

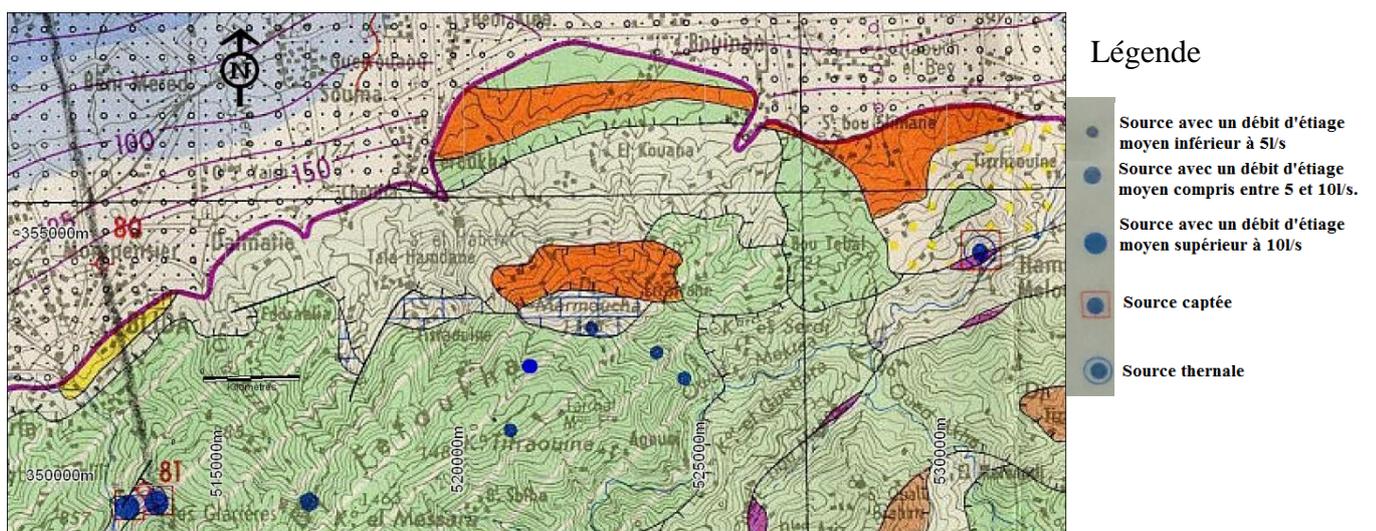


Figure II.5 représente les détails hydrogéologiques de la zone. (Source ANRH)

Il est aussi à noter que dans cette région on retrouve plusieurs autres sources dont nous disposons malheureusement pas assez d'informations, mais qui semblent être exploitables avec notre source dans le cadre d'une même adduction.

II.4. L'apport en eau de la région

La Source Marmoucha est alimentée principalement d'une part par les eaux de pluie qui ruissellent le long du talweg et d'autre part par les sources jaillissantes dans la partie amont du bassin, en hiver cette cour d'eau reste alimentée en permanence avec des niveaux variant avec la pluviométrie.

Cette eau doit être captée en sa partie amont de point bas par une digue munie par un déversoir pour préserver ces caractéristiques sans avoir des modifications physiques, chimiques et biologiques.

La figure suivante représente la délimitation de la zone de recharge de la source :

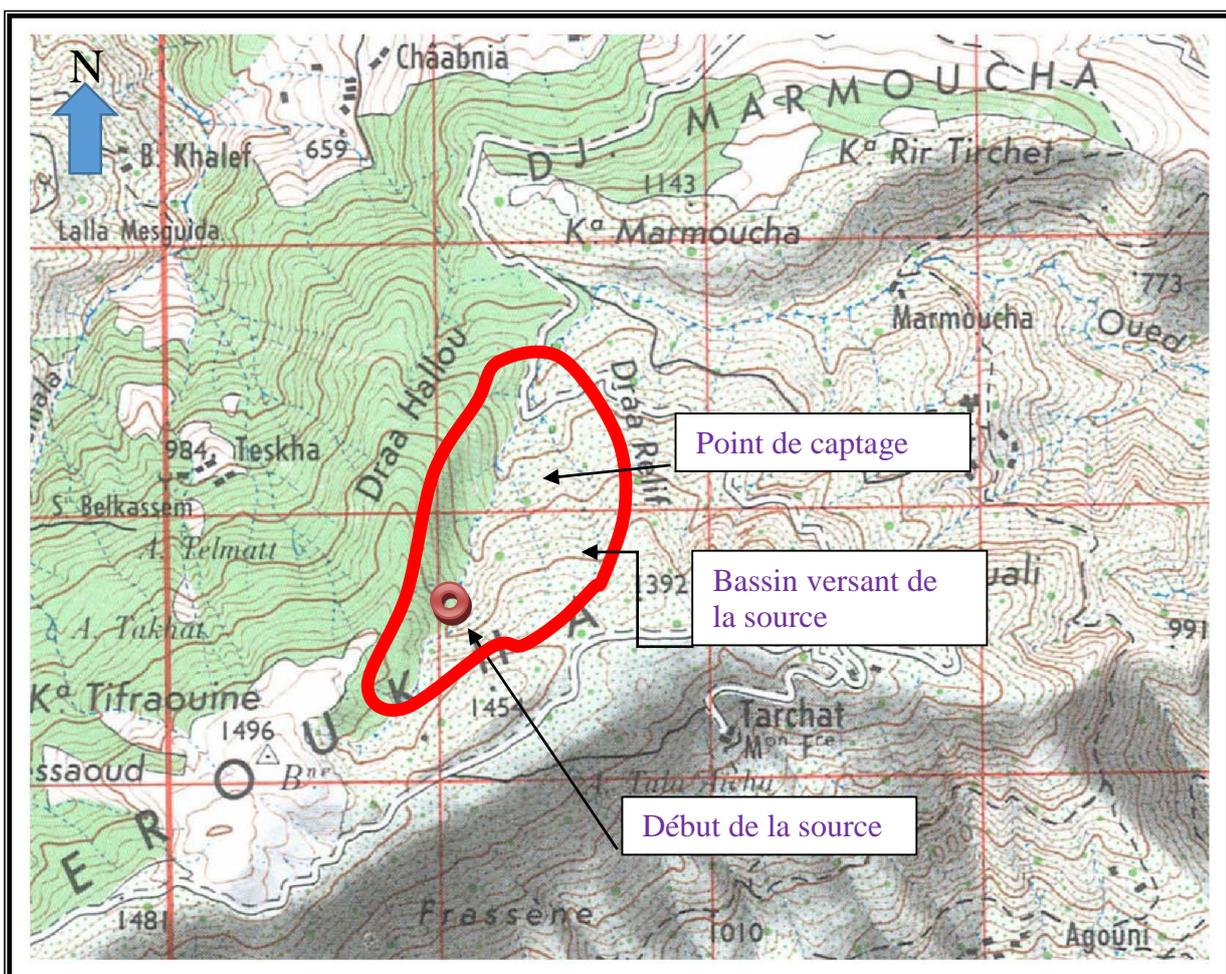


Figure II.6: Délimitation de la zone de recharge de la source.

Le tableau représente les débits de la source pour chaque mois, la mesure du débit a été faite par l'ANRH. Il est évident depuis ce tableau que y'a une grande variation du débit durant l'année

Tableau II.1: Variation de débit mensuelle de la source.

Débit de Mois (l/s)	dec	jan	fev	Mar	avr	mai	jun	jui	aou
Source Marmoucha	10,5	27,7	12,8	13,1	13,46	34,5	12	7	5,3

(Source A.N.R.H)

Tableau II.2: Débit Max et Min de la source.

Q Maximum (l/s)	Q minimum (l/s)	Q moyen (l/s)
34.5	5.3	14.8

(Source A.N.R.H)

À partir du tableau (II.1) on trace la courbe de débit au cours de mois de l'année

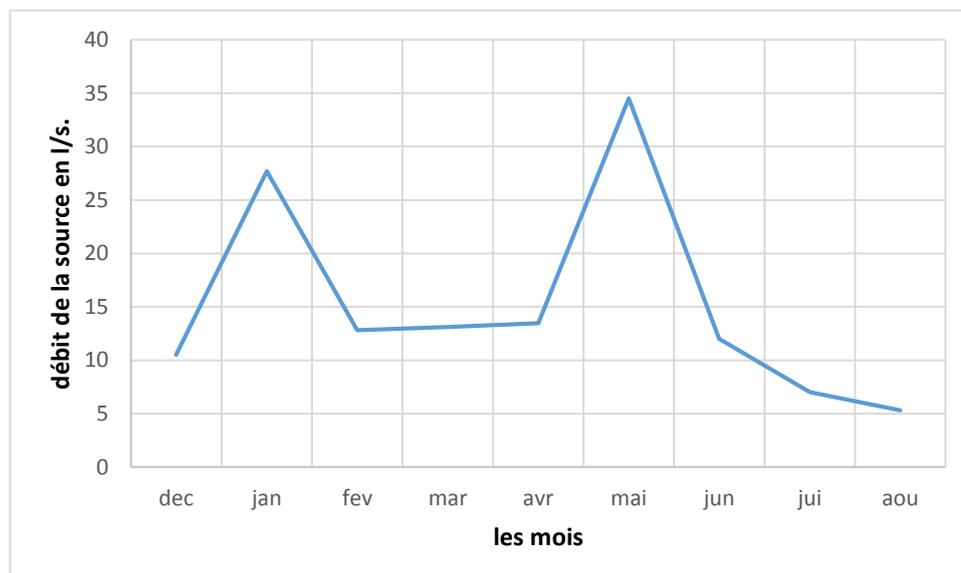


Figure II.6: Variation de débit.

II.5. Qualité des eaux

Interprétation des résultats d'analyses physico – chimiques des prélèvements

Les résultats d'analyse et leurs interprétation a été faite par les services de l'ANRH de BLIDA.

Les analyses physico-chimiques des eaux de la source de MARMOUCHA ont montré que les eaux ont une bonne composition chimique, de nature carbonatée calcique. Les analyses montrent que c'est une eau plate pauvre en minéraux.

L'eau de la source de Marmoucha est excessivement pauvre en sels minéraux comme les carbonates, bicarbonates, calcium, magnésium... Par conséquent, l'utilisation de ces eaux directement pour la consommation humaine est déconseillée.

Cependant pour un impératif d'utilisation de ces eaux pour l'AEP, il est recommandé de la mélanger avec des eaux chargées en sels minéraux qui permettront d'obtenir une eau équilibrée en éléments minéraux.

**Les résultats des analyses de l'échantillon d'eau qui a été prélevé le 22-04-2009 sont résumé dans le tableau au annexe.

La table suivante est un récapitulatif des caractéristiques de notre source.

Tableau II.4: Fiche technique de la source Marmoucha

Nom de la source		Ain Marmoucha
Commune		Bouinan
Coordonné Lambert	X(Km)	521.215
	Y(Km)	352.339
	Z(m)	1041
Débit (l/s)	Mesure le 22/04/2009	29.5
	Moyen annuel	14.8
Nature de terrain affleurant à la source		Schistes
Usage		Non utilisée

Visite en photo de la source de Marmoucha :



Figure II.7 : débit de la source en période de crues.

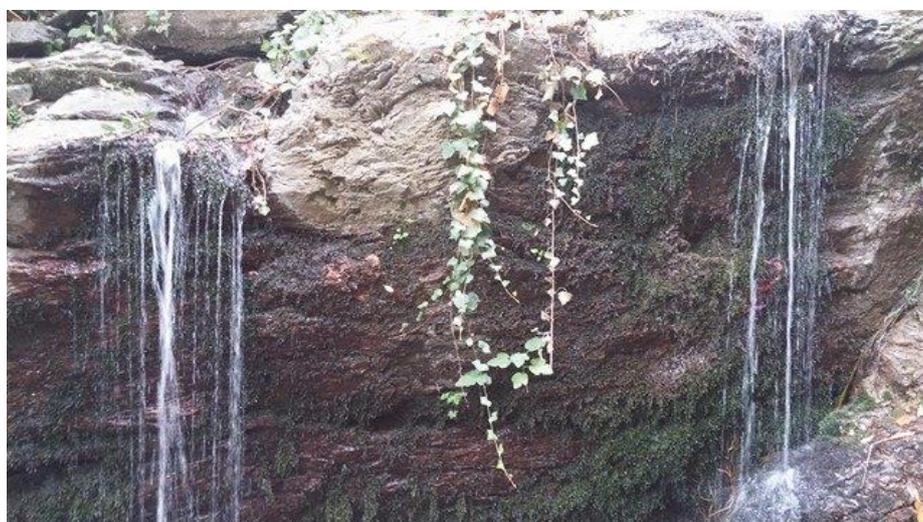


Figure II.8 : débit de la source en période d'étiage.



Figure II.9 : l'ancien système de captage (bâche d'eau et une conduite de petit diamètre).

II.6. Conclusion

La source de Marmoucha se trouve dans une région où les formations géologiques sont essentiellement du crétacé, du calcaire de Marmoucha et schiste de la Chiffa. Elle possède un bon débit qui s'étale depuis un minimum au mois d'Aout de 5,3 l/s à un maximum de 34,5 l/s au mois de Mai, seulement les teneurs en sels minéraux sont très faibles, ce qui constitue une contrainte au niveau de leur utilisation pour l'AEP.

Une solution a été proposée dans ce sens pour la valorisation de ces eaux en les mélangeant au préalable avec des eaux plus chargées en éléments minéraux.

CHAPITRE III :
BILAN D'EAU
BESOINS-RESSOURCES

L'alimentation des besoins en eau d'une agglomération nous exige de donner une norme fixée pour chaque catégorie de consommateurs, cette norme unitaire (dotation) est définie comme un rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur. Cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs (l'augmentation de la population, équipement sanitaires, niveau de vie de la population ...) elle diffère d'une période à une autre et d'une agglomération à une autre.

III.1. Evolution de la population à l'horizon d'étude

La population totale en 1998 de la commune de Bouinan, (RGPH 1998) était de 24874 habitants, les statistiques de la commune de Bouinan donnent une population de 30697 habitants en 2008 soit un taux d'accroissement moyen annuel de 2,1%.

Pour l'estimation de la population future, nous adopterons un taux d'accroissement de 1.86% (Office national des statistiques) ce taux représente la moyenne nationale en zone semi urbaine.

Pour les calculs de la population future nous utiliserons la formule des intérêts composés :

$$P_n = P_0(1 + \tau)^n \quad \text{(III.1)}$$

Avec :

P_n : Population à l'horizon donnée

P_0 : Population de l'année de référence

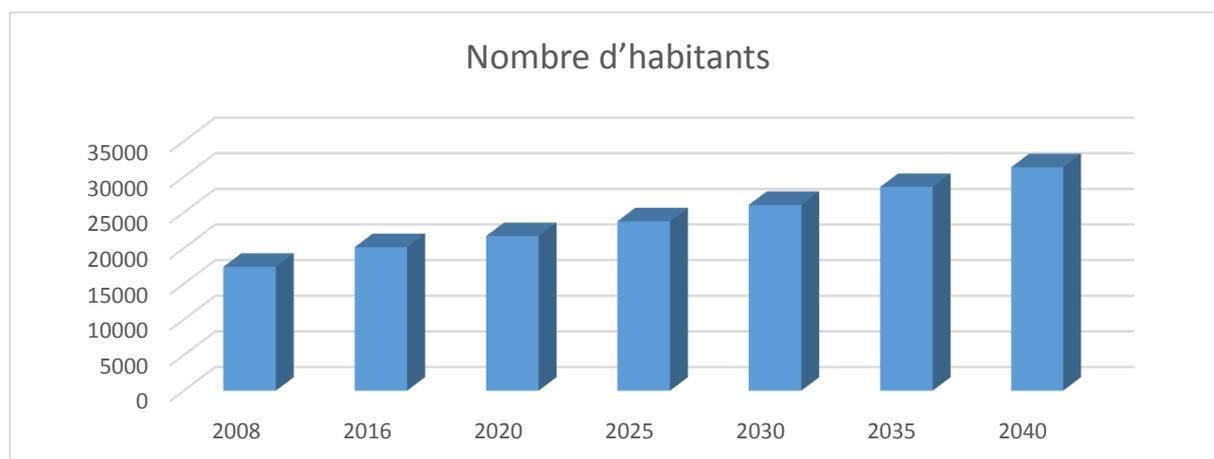
τ : taux d'accroissement.

n : nombre d'année séparant l'année de référence et l'année de l'horizon.

Les estimations de l'évolution de la population de centre de la commune de bouinane pour les différents horizons préconisés sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau III .1 : Population pour différents horizons

Désignation	Population						
	2008	2016	2020	2025	2030	2035	2040
Nb d'hab	17379	20140	21680	23773	26068	28584	31343

**Figure III.1 Evolution de la population de BOUINAN de 2008 à 2040**

III.2. Estimation des besoins en eau potable

Les différents types de besoins en eau considérés sont :

- Les besoins domestiques ;
- Les besoins des équipements administratifs, commerciaux et de la petite industrie.
- Les pertes

Les hypothèses retenues dans cette étude sont rappelées ci-après, à savoir :

- ✓ Le nombre d'habitants, pour différent horizon, est établi à partir des résultats du recensement de la RGPH de 2008,
- ✓ Le taux d'accroissement pris égale à celui calculé par l'ONS,
- ✓ La norme de dotation unitaire retenue dans le cadre d'étude de renforcement de l'AEP pour la ville de BOUINAN est de 200 l/j/hab.

III.3.L'évaluation de la consommation

III.4.1. Les besoins domestiques

L'estimation des besoins domestiques en eau potable dépend de l'accroissement démographique et de l'amélioration du niveau de vie.

La consommation moyenne journalière est définie comme étant le produit de la dotation moyenne journalière par le nombre de consommateurs, d'où :

$$Q_{moy,j} = \frac{1}{1000} * dot * N \quad \dots \dots \dots \text{(III.2)}$$

(m3/j)

$Q_{moy,j}$ = débit moyen journalier.

Dot= dotation moyenne en (l/j/hab).

N= nombre d'habitants.

En suivant les hypothèses de calcul de la demande en eau de l'étude d'actualisation du Plan National de l'Eau de 2010 (PNE), la dotation unitaire domestique varie dans le temps et selon la typologie de l'agglomération, Ceci est clairement indiqué dans le tableau III.2 :

A partir de tableau ci-dessous, la localité de BOUINAN est considérée comme une ville urbaine avec une dotation : **200 l/hab/j**

Tableau III.2 : Typologie agglomération / Strates de population

Désignation	Caractéristique
les métropoles à statut particulier de délégation (SPE)	Alger ; Oran ; Constantine ; Annaba
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 < pop < 3.000 habitants
Rural épars	population inférieure à 600 habitants

Source PNE

- Calcul des besoins en eau domestiques pour différents horizons :

Le tableau suivant affiche l'évaluation des besoins domestiques (tableau III.3) :

Tableau III.3 : Evaluation des besoins domestiques

Années	Population (hab)	Dotation (L/J/hab)	Consommation (m ³ /J)	Débit (l/s)
2008	17379	200	3475,8	40,23
2016	20140		4028	46,62
2020	21680		4336	50,19
2025	23773		4754,6	55,03
2030	26068		5213,6	60,34
2035	28584		5716,8	66,17
2040	31343		6268,6	72,55

D'après le tableau (III.3) Les besoins domestiques à l'horizon 2040 est égal à: **6268,6 m³/j**

III.4.2. Les besoins des équipements administratifs, commerciaux et de la petite industrie

A. Besoins administratifs

Dans le tableau ci-dessous, est indiquée l'évaluation des besoins domestiques (tableau III.4) :

Tableau III.4 : évaluation des besoins administratifs.

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Qmoy,j (m3/j)
Siège daïra	employé	30	15	0,45
Siège A.P.C	employé	30	15	0,45
Annex A.P.C	employé	20	15	0,3
P.T.T	employé	20	15	0,3
Sonalgaz	employé	15	15	0,225
Banque	employé	30	15	0,45
Contribution des impôts	employé	10	15	0,15
Sûreté nationale	agent	40	25	1
Gendarmerie	agent	40	25	1
Protection civil	Unité	1	25000	25
D'autres administrations	employé	100	15	1,5
Total				30,825

B. Besoins scolaires

Les besoins scolaires seront calculés en prenant la dotation égale à 15 l/j/unité.

Le tableau qui suit, résume les résultats de l'évaluation des besoins scolaires :

Tableau III.5 : évaluation des besoins scolaires

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Qmoy,j (m3/j)
8 Ecoles primaires	élève	2800	15	42
3 C.E.M	élève	2100	15	31,5
2 Lycée	élève	1800	15	27
Crèche	enfant	100	15	1,5
Total				102

C. Besoins sanitaires

Dans ce tableau par ailleurs, est résumée l'évaluation des besoins sanitaires (tableau III.6) :

Tableau III.6 : évaluation des besoins sanitaires

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Qmoy,j (m3/j)
Centre de santé	Patient	50	20	1
Polyclinique	Patient	150	20	3
Maternité	Lit	60	250	15
Totale				19

D. Besoins socioculturels

L'évaluation des besoins socioculturels est présentée dans le tableau ci-dessous (tableau III.7) :

Tableau III.7 : évaluation des besoins socioculturels

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Qmoy,j (m3/j)
Mosquée	Fidèle	2000	20	40
Centre culturel	Adhèrent	500	15	7,5
Bibliothèque	Lecteur	150	15	2,25
Salle omnisport	m2	1000	5	5
stade	Vistière	2	10000	20
total				74,75

E. Besoins commerciaux

Quant à ce tableau, il indique l'évaluation des besoins commerciaux (tableau III.8) :

Tableau III.8 : évaluation des besoins commerciaux

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Qmoy,j (m3/j)
Marché	m2	600	5	3
Restaurant	repas	8000	30	240
Cafés	client	1600	10	16
Boutique	m2	2000	3	6
Hôtel	Lit	200	150	30
Boulangerie	Unité	22	500	11
Boucherie	Unité	20	50	1
Bain maure	Unité	1	38000	38
Douche publique	Unité	2	28000	56
Abattoir	Unité	1	5000	5
Total				406

F. Besoins d'arrosage

Et enfin l'évaluation de ces derniers besoins, d'arrosage, est expliquée dans le tableau ci-dessous (tableau III.9) :

Tableau N°III.9 : évaluation des besoins d'arrosage

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Qmoy,j (m3/j)
Jardin publique	m2	600	5	3

III.4.3. Les facteurs de majorations

A. Majoration climatique

Le coefficient de majoration climatique prend en compte les variations de standard dans l'usage de l'eau entre le Nord, les Hauts Plateaux et le Sud. Pour la ville de Bouinan située dans le nord de l'Algérie, le coefficient est égal à 0%.

On trouve la table de coefficient de majoration géo-climatique dans le tableau ci-dessous (tableau III.10) :

Tableau III.10 : Table de coefficient de majoration géo-climatique

Unité : %	MAJORATION GEOCLIMATIQUE
REGION SNAT	TAUX DE MAJORATION
Région Nord	0
Région Haut Plateaux	5
Région Sud	15

B. Calcul des pertes des réseaux

Les pertes en eau constituent une partie importante de la demande en eau.

Dans l'état actuel, il n'existe pas d'informations confirmées sur la répartition et l'étendue des pertes. A cet effet le rendement du réseau est pris égal à 85%.

$$Q_{\text{pertes}} = 15 \% Q_{\text{domestique}} = 0.15 * 6904,18 = \mathbf{1035,63 \text{ m}^3/\text{j}} \quad \dots \dots \dots \text{(III. 3)}$$

III.4.4. Récapitulation des besoins en eaux de la ville

Les besoins totaux en eaux de centre de ville de Bouinan sont donnés par le tableau suivant :

Tableau III.11 : Récapitulation des besoins en eaux de la ville

Horizon	2040
Population estimée (hab)	31343
Consommation domestique (m ³ /j)	6268,60
Consommation des équipements (m ³ /j)	635,58
Pertes (m ³ /j)	1035,63
Consommation totale (m ³ /j)	7939,807

Donc le débit moyen journalier est égal à : $Q_{\text{moy ;j}} = \mathbf{7939,807 \text{ m}^3/\text{j}}$

III.4.5. Besoins globaux actuels et futurs

Deux niveaux de besoins sont proposés :

Les besoins du jour moyen (m³/j).

Les besoins du jour de pointe (m³/j).

A. Besoins du jour moyen

Les Besoins du jour moyen se calculent de la manière suivante :

$$Q_{\text{moy/j}} = \text{Consommation domestique} + \text{Consommation des équipements} + \text{Les pertes} \quad \dots \dots \dots \text{(III. 4)}$$

Les résultats de calcul des besoins en eau moyen journalier sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau III.12 : Besoins actuels et futurs journaliers moyens

Années	Population estimée (hab)	Besoins moy journaliers en (m ³ /j)	Besoins moy journaliers en (l/s)
2008	17379	4632,75	53,62
2016	20140	5267,78	60,97
2020	21680	5621,98	65,07
2025	23773	6103,37	70,64
2030	26068	6631,22	76,75
2035	28584	7209,90	83,45
2040	31343	7939,81	91,90

B. Besoins du jour de pointe

Afin de pouvoir estimer la demande future en eau, il est donc intéressant de connaître le coefficient du jour de pointe et de mettre en évidence les capacités de la ressource à assurer la production qui en fera face. Nous retiendrons la valeur de 1,2 pour l'estimation des besoins maximum futurs, valeur habituellement retenue localement.

Les besoins du jour de pointe ont été calculés selon la relation suivante :

$$\text{Besoins du jour de pointe} = \text{Besoins du jour moyen} \times 1.2 \quad \dots \dots \dots \text{(III. 5)}$$

Tableau III.13 : Besoins actuels et futurs du jour de pointe

Années	Besoins moy journaliers en (m3/j)	Coefficient	Besoins jour pointe (m3/J)	Besoins jour pointe (l/s)
2008	4632,75	1.2	5559,30	64,34
2015	5267,78		6321,34	73,16
2020	5621,98		6746,38	78,08
2025	6103,37		7324,04	84,77
2030	6631,22		7957,46	92,10
2040	7209,90		8651,88	100,14
2040	7939,81		9526,92	110,27

C. Récapitulatif des besoins globaux actuels et futurs

Les calculs des besoins globaux sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau III.14 : Récapitulatif des besoins globaux actuels et futurs

Horizon	2008	2016	2020	2025	2030	2035	2040
Population estimée (hab)	17379	20140	21680	23773	26068	28584	31343
Besoins moy journaliers en (m3/j)	4632,75	5267,78	5621,98	6103,37	6631,22	7209,9	7939,81
Besoins jour pointe (m3/J)	5559,3	6321,336	6746,376	7324,044	7957,464	8651,88	9526,92

III.4. Calcul du volume de stockage nécessaire

En utilisant la méthode analytique qui consiste à calculer, pour chaque heure de la journée, le résidu dans le réservoir. Le volume de régulation sera :

$$V_r = \frac{a * Q_{\max,j}}{100} \quad (\text{m}^3) \quad \dots \dots \dots \text{(III. 6)}$$

V_r : capacité résiduelle (m^3),

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

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

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

$$V_T = V_r + V_{\text{inc}} \quad \dots \dots \dots \text{(III. 7)}$$

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

V_{inc} : volume d'incendie estimé à 120 m^3 .

- Estimation de la capacité totale du réservoir par la méthode analytique

Le tableau suivant traduit l'évaluation du volume résiduel du réservoir de Bouinan (tableau III.15) :

Tableau III.15 : Evaluation du volume résiduel du réservoir de Bouinan

Heures	Apports	Distribution (%)	Surplus	Déficit (%)	Résidu (%)
00 – 01	4,17	1.5	2,67	-	8,82
01 – 02	4,17	1.5	2,67	-	11,49
02 – 03	4,17	1.5	2,67	-	14,16
03 – 04	4,17	1.5	2,67	-	16,83
04 – 05	4,17	2.5	1,66	-	18,49
05 – 06	4,17	3.5	0,67	-	19,16
06 – 07	4,17	4.5	-	0,33	18,83
07 – 08	4,17	5.5	-	1,33	17,50
08 – 09	4,17	6.25	-	2,09	15,41
09 – 10	4,17	6.25	-	2,09	13,32
10 – 11	4,17	6.25	-	2,09	11,23
11 – 12	4,17	6.25	-	2,09	9,14
12 – 13	4,17	05	-	0,83	8,31
13 – 14	4,17	05	-	0,83	7,48
14 – 15	4,17	5.5	-	1,33	6,15
15 – 16	4,17	06	-	1,83	4,32
16 – 17	4,17	06	-	1,83	2,49
17 – 18	4,17	5.5	-	1,33	1,16
18 – 19	4,17	05	-	0,83	0,33
19 – 20	4,17	4.5	-	0,33	0,00
20 – 21	4,17	04	0,16	-	0,16
21 – 22	4,17	03	1,16	-	1,32
22 – 23	4,17	02	2,16	-	3,48
23 – 00	4,17	1.5	2,67	-	6,15
Total	100 %	100 %	--	--	--

Calcul de la capacité de stockage nécessaire : (en appliquant les formules III.6 et III.7)

Le volume résiduel sera : $\frac{19,16 \times 7939,81}{100} = 1521M^3$

La capacité totale minimale sera : $V_t = 1521 + 120 = 1641m^3$

La capacité normalisée sera : $V_n = 2000\text{m}^3$.

Le calcul des besoins de stockage montre que la capacité actuelle s'avère suffisante jusqu'à l'an 2040.

Le bilan des ouvrages de stockages de BOUINAN chef-lieu est présenté dans le tableau qui suit (tableau III.16) :

Tableau III.16 : Bilan des ouvrages de stockages de Bouinan chef-lieu

Désignation	2008	2010	2020	2025	2030	2035	2040
Demande moyenne (m3/j)	4632,75	5267,78	5621,98	6103,37	6631,22	7209,9	7939,81
Stockage nécessaire (m3)	1008	1129	1197	1289	1391	1501	1641
Stockage disponible (m3)	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000
Déficit (m3)	-	-	-	-	-	-	-

III.5. Ressources en eau :

La localité de Bouinan est alimentée à partir de cinq forages (un forage a été abandonné) d'une capacité totale de 73 l/s soit 6307 m3/j , situés à environ 5km au nord de la ville.

Les eaux souterraines sont refoulées vers le réservoir Bencharif de 500 m3, la station de pompage de Maassouma refoulera à son tour les eaux produites via une conduite en amiante ciment de diamètre 300 mm, d'une longueur de 3622 ml vers le réservoir 1000 m3 de Haouch krott,

Le centre de Bouinan sera desservi à partir de ce réservoir, la station de pompage de Haouch Krott refoulera à son tour vers un réservoir 1000 m3, par une conduite en Acier de diamètre 200 mm de longueur 1500ml, le réservoir de 1000 m3 alimentera la cité Chréa et Mellaha.

Figure III.2 représente le système d'alimentation en eau potable de la commune de Bouinan, ainsi que le transfert source Marmoucha – réservoir 1000m³ de Mellaha.

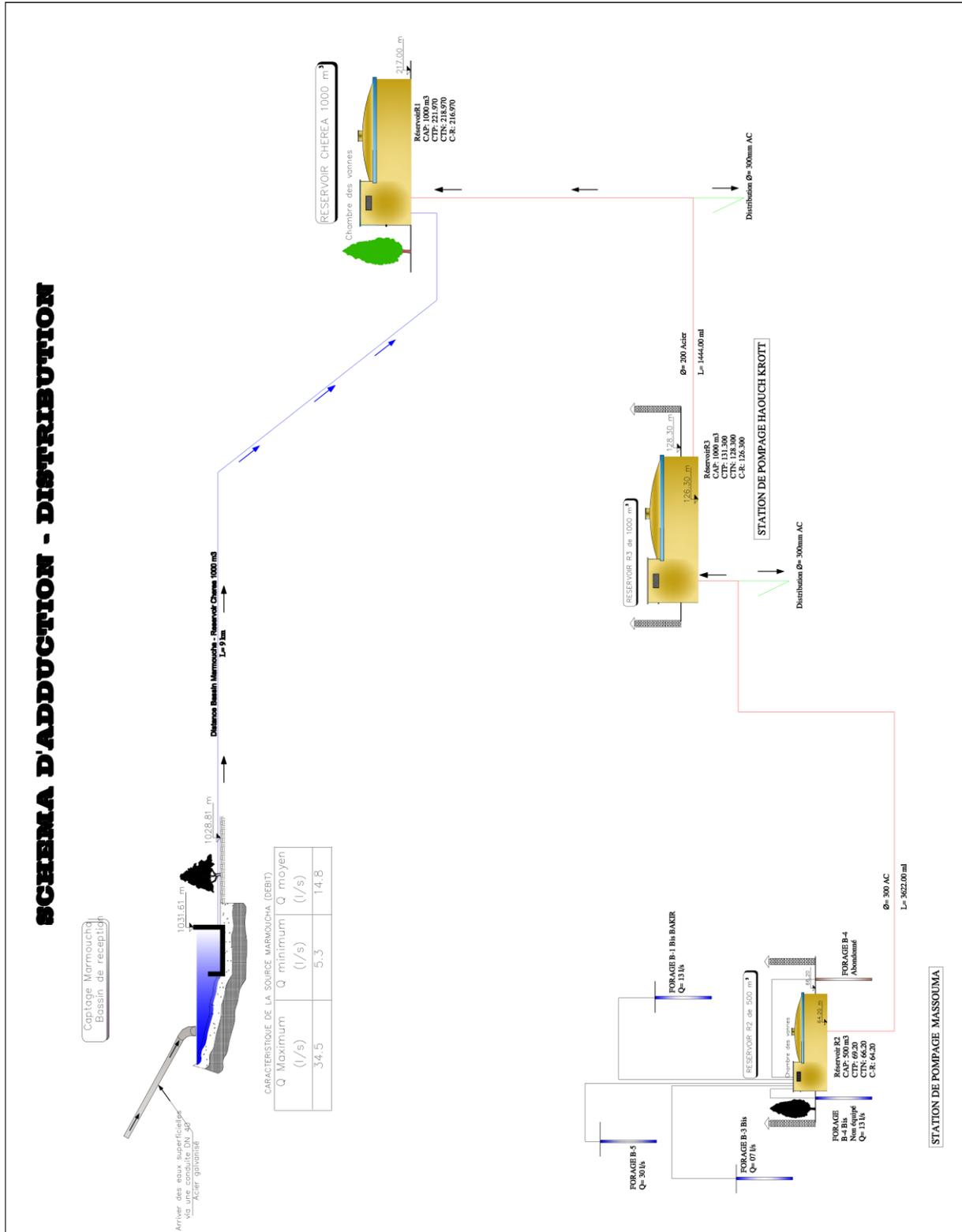


Figure III.2 système d'AEP de Bouinan et l'adduction de la source projeté

III.6. Bilan ressources – besoins

Le bilan ressources-besoins montre que la production actuelle si la production théorique des sources disponible fonction de moyen de 20h/24h ne peut pas satisfaire les besoins jusqu'à l'an 2020 sans l'apport de la source oued Marmoucha.

L'apport de la source de Marmoucha n'est pas constant mais avec la production moyenne de cette source, la production totale peut satisfaire les besoins jusqu'à l'an 2030.

Mais l'exploitation de ces eaux (source de Marmoucha) coûte moins chère que l'exploitation des eaux de forage vu le prix de l'énergie électrique très élevée.

Le bilan hydrique ressources-besoins de Bouinan chef-lieu est indiqué dans le tableau qui suit (tableau III.17) :

Tableau III.17 : Bilan hydrique ressources-besoins de Bouinan chef lieu

Désignation	2008	2016	2020	2025	2030	2035	2040
Production nécessaire (m3/j)	4632,75	5267,78	5621,98	6103,37	6631,22	7209,9	7939,81
Production théorique sur 24h (m3/j)	6307	6307	6307	6307	6307	6307	6307
Production théorique sur 20h (m3/j)	5256	5256	5256	5256	5256	5256	5256
Production théorique de la ressource en période d'été (m3/j)	458	458	458	458	458	458	458
production théorique en moyenne de la source (m3/j)	1279	1279	1279	1279	1279	1279	1279
Déficit sans apport de la source (m3/j)	-	-12	-366	-848	-1375	-1954	-2589
Déficit avec apport du période d'été de la source (m3/j)	-	-	-	-389,37	-917,22	-	-
Déficit avec apport moyen de la source (m3/j)	-	-	-	-	-96	-675	-1310

III.7. Conclusion

La localité de Bouinan souffre d'une insuffisance des ressources d'eaux, ce qui a met les autorités locales de la région dans l'obligation d'exploiter d'autres ressources.

La production de l'eau à partir des forages (les eaux souterraines) a deux inconvénients major premièrement un cout très élevé vue les revenue des prix de m3 d'eau produit suite à l'augmentation progressive des prix d'énergie, deuxièmement le rabattement du niveau d'eau de la nappe souterraine.

L'exploitation des eaux de la source de Marmoucha va augmenter d'une part la ressource de la région en eau potable et d'autre part elle va diminuer le cout d'un m3 d'eau produit dans un cadre d'un développement durable.

CHAPITRE IV :
DIMENSIONNEMENT
DE LA CONDUITE.

Le but de ce présent chapitre, est de transporter de l'eau entre le point de captage et le point d'utilisation pour couvrir la demande en eau des consommateurs afin de combler le déficit de différentes agglomérations en eau potable.

L'acheminement de l'eau pour n'importe quel réseau d'alimentation en eau potable doit avoir une adduction, soit en refoulement, soit gravitaire ou mixte. Pour cela, nous sommes appelés à faire une étude technico-économique pour dimensionner l'adduction.

IV.1. Définition de l'adduction

On définit par adduction des eaux le transport des eaux brutes (non traitées) ou traitées des zones de captage ou des stations de traitement aux zones d'utilisation (réservoirs de distribution, bâches,...). Toutefois, dans la plupart des cas, lorsque les distances à parcourir sont assez longues, ces conduites sont construites en amiante ciment, béton précontraint, en acier, en fonte ou en polyéthylène, elles sont soit enterrées soit posées sur le sol.

IV.2. Type d'adduction

D'après leur fonctionnement, on distingue trois types d'adduction :

- Adduction gravitaire
- Adduction par refoulement
- Adduction mixte

Adduction gravitaire

Dans une adduction gravitaire, le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte de l'agglomération et l'écoulement peut être à surface libre, c'est-à-dire sans pression, grâce à la pente, ordinairement uniforme sur tout le parcours ou en charge, c'est-à-dire sous pression.

Adduction par refoulement

Dans une adduction par refoulement, le point d'alimentation se trouve à une altitude supérieure à celle du captage donc l'écoulement est en charge par pompage.

Adduction mixte

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

IV.3. Type d'écoulement

On distingue deux types d'écoulement :

Écoulement à surface libre

L'écoulement à surface libre se fait sans charge c'est-à-dire à la pression atmosphérique. On rencontre ce type d'écoulement dans les aqueducs fermés et les canaux à ciel ouvert.

Écoulement en charge

L'écoulement en charge se manifeste grâce à une certaine pression qui est supérieure à la pression atmosphérique. On rencontre ce type d'écoulement dans des réseaux sous pression ou dans les adductions par refoulement.

IV.4. Principe du choix du tracé

Il est possible sur une carte (ou photo aérienne) d'établir un tracé théorique pour éviter les passages difficiles, mais le tracé définitif ne peut être arrêté qu'à la suite de visite sur terrain, en compagnie d'une personne qui connaît bien la localité. Pour définir le tracé définitif, il faut prendre en compte les problèmes suivants :

- ✓ Minimiser le nombre de passages difficiles : traversée de route, de ravine...
- ✓ Eviter autant que possible les contres pentes qui donneront des cantonnements d'air, de plus en période d'arrêt de la pompe. Il peut y avoir une cavitation entraînant une rupture de la veine liquide pouvant occasionner des éclatements de canalisation, aussi aux points hauts du tracé, peuvent se conformés des cantonnements d'air difficile à évacuer où des ventouses seront exigées.
- ✓ Eviter les pentes trop fortes : difficulté d'ancrage des tuyaux,
- ✓ Eviter les zones rocheuses : une tranchée devra être creusée,
- ✓ Préférer les accessibles : le long des chemins existants par exemple,
- ✓ Apprécier les problèmes de propriété de terrain et d'autorisation : problèmes fonciers,
- ✓ Au niveau de la communauté, le tracé est généralement dicté par les contraintes liées à l'occupation des sols (jardins, maison...).

IV.5. Choix du matériau de la conduite

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

Dans notre projet, nous avons opté pour des conduites en PEHD vu leurs avantages :

- Economiques
 - Disponibilité sur le marché.
 - Permettre une pose simple et adéquate (poids faible PEHD)
 - Résistance à des grandes pressions (> à 20 bars)
 - Réduction des pièces spéciales
 - Adaptation aux terrains accidentés
 - Une très faible rugosité (conduite lisse)
 - L'assemblage des tuyaux se fait par le soudage bout à bout, c'est une technique d'assemblage des thermoplastiques par la fusion des extrémités de deux éléments tubulaires au moyen d'une plaque chauffante (pour les conduites en PEHD).
-

IV.6. Les hypothèses de calcul

Le calcul hydraulique est effectué avec l'hypothèse d'un écoulement permanent uniforme dans les adductions principales et secondaires selon un débit fictif continu uniformément répartie sur 24 heures.

Dans notre cas il s'agit d'une adduction gravitaire, pour faire son dimensionnement, les éléments à prendre en considération sont les suivants :

- ✓ Le Débit.....Q ;
- ✓ Le DiamètreD ;
- ✓ La Vitesse.....V ;
- ✓ Les Pertes de charge... ΔH ;(charge disponible).

IV.6.1. Le débit

On va dimensionner notre adduction en se basant sur le débit maximum de note source qui est 34,5l/s dans le but de mobilisé la plus grande quantité des eaux, en ce qui concerne les autres périodes il y'aura l'intervention d'un système de télégestion pour éviter toute sorte de problème hydraulique.

IV.6.2.Le diamètre avantageux

La formule la plus utilisée pour le calcul de la perte de charge pour un écoulement dans une conduite est celle de Darcy-Weisbach :

$$\Delta H_T = \frac{\lambda * L * V^2}{D * 2g} \text{ Sachant que } Q=V*S \Rightarrow \Delta H_T = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{g * \pi^2 * D^5} \dots (IV.1)$$

En tenant compte du matériau de la conduite et du régime d'écoulement, on déduit la formule de la perte de charge ;

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_{eq} * Q^\beta}{D_{av}^m} \dots (IV.2)$$

ΔH_T : Perte de charge totale (m);

K' : Coefficient de perte de charge ;

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

$$L_{eq} = L_g + L_{e_s}$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

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

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

$$\Delta H_t = 1,10 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_{eq} = 1,10 * L_g$$

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_T}} \quad \dots (IV.3)$$

Avec :

ΔH_t : Perte de charge totale (m).

ΔH_p^{lin} : Perte de charge linéaire (m).

Q : Débit véhiculé par la conduite (m³/s) ;

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

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

IV.6.3. La vitesse d'écoulement

Dans le cas des adductions, la vitesse optimale de l'écoulement varie de **0,5 à 2 m/s**.

On détermine la vitesse d'écoulement dans la conduite gravitaire en utilisant l'équation de continuité :

$$Q = V * S \Rightarrow Q = V * \frac{\pi * D^2}{4} \quad \text{Ainsi : } V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} \quad \dots (IV.4)$$

Avec :

Q : débit véhiculé par l'adduction (m³/s) ;

S : section de la canalisation (m²) ;

V : vitesse d'écoulement (m/s) ;

D : diamètre nominal de la conduite (m).

IV.6.4. Calcul des pertes de charge

En appliquant la formule de DARCY-WEISBAGH :

$$\Delta H_T = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{g * \pi^2 * D^5} \quad \dots (IV.1)$$

Avec :

λ = coefficient de pertes de charge

D = diamètre intérieur du tuyau (en m)

V = vitesse du fluide (en m/s)

Q = débit (en m³/s)

g = accélération de la pesanteur (en m/s²)

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

$$L_{eq} = L_g + L_{e_s}$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

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

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

$$\Delta H_t = 1,10 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_{eq} = 1,10 * L_g$$

IV.7. Calcul hydraulique :

Les paramètres de l'adduction

- Un débit de 34,5l/s.
- Une longueur géométrique de 8754m.
- Un dénivelé de 831 m.
- Le type de conduite choisi est en PEHD d'une rugosité $\varepsilon = 0,0006$ (le choix du matériau a été fait dans la partie (IV.5))

IV.7.1. Dimensionnement de la conduite

Pour le dimensionnement de la conduite il faut diviser la totalité de la longueur en plusieurs paliers vue la valeur importante de la dénivelé, mais pour justifier notre choix on dimensionne la totalité de l'adduction pour avoir une idée sur les pressions et les pertes de charges.

Calcul de la longueur équivalente :

$$L_{eq} = 1,1 * L_{ge}$$

$$L_{eq} = 1,1 * 8754 = 9629,4m.$$

La perte de charge est égale à la charge disponible qui est la différence entre le point le plus bas (le réservoir d'arrivée) et le point le plus haut (la source)

En appliquant la formule de DARCY-WEISBAGH :

$$\Delta H_T = \frac{8 * L_{eq} * \lambda * Q^2}{g * \pi^2 * D^5} \Rightarrow D = \sqrt[5]{\frac{8 * L_{eq} * \lambda * Q^2}{g * \pi^2 * \Delta H_T}}$$

$$\Delta H = CTN_{source} - CTP_{réservoir} = 1048 - 217 = 831 \text{ m.c.e}$$

On donne une valeur initiale égale à $\lambda = 0,0024$ et on calcule le premier diamètre :

$$D = \sqrt[5]{\frac{8 * 9629 * 0,0024 * (34,5/1000)^2}{9,81 * (3,14)^2 * 831}} = 0,077m$$

Calcul de λ :

$$\lambda = \left(1,14 - 0,86 \ln \frac{\varepsilon}{D} \right)^{-2} = \left(1,14 - 0,86 \ln \frac{0,6 \cdot 10^{-3}}{0,077} \right)^{-2} = 0,035 \quad \dots \text{(IV.5)}$$

Après 3 itérations la valeur de λ se stabilise : $\lambda=0,0302$ et le $D=127\text{mm}$

Donc le diamètre de dimensionnement calculé est de 127mm.

Tableau IV.1 représente les diamètres possibles pour notre adduction

Type de tuyauterie	Diamètre intérieure (mm)	Surface d'écoulement (m ² /s)	Débit (m ³ /s)	Vitesse (m/s)
PN16 DN200	163,6	0,02101	0,0345	1,64
PN16 DN250	204,6	0,03286	0,0345	1,05
PN20 DN200	155,2	0,01891	0,0345	1,82
PN20 DN250	194,2	0,02961	0,0345	1,17

IV.7.2. Calcul de la perte de charge

Le calcul de la perte de charge se fait par la formule de DARCY-WEISBACH :

Tableau IV.2 représente le calcul de la perte de charge pour chaque diamètre.

Type de tuyauterie	Diamètre intérieure	débit (m ³ /s)	coefficient de perte de charge λ	L (m)	ΔH Linéaire (m)	ΔH Sing (m)	ΔH total (m)
PN16 DN200	163,6	0,034	0,0281	8754	206,80	20,68	227,48
PN16 DN250	204,6	0,034	0,0264	8754	63,49	6,35	69,84
PN20 DN200	155,2	0,034	0,0286	8754	273,30	27,33	300,63
PN20 DN250	194,2	0,034	0,0268	8754	83,56	8,36	91,92

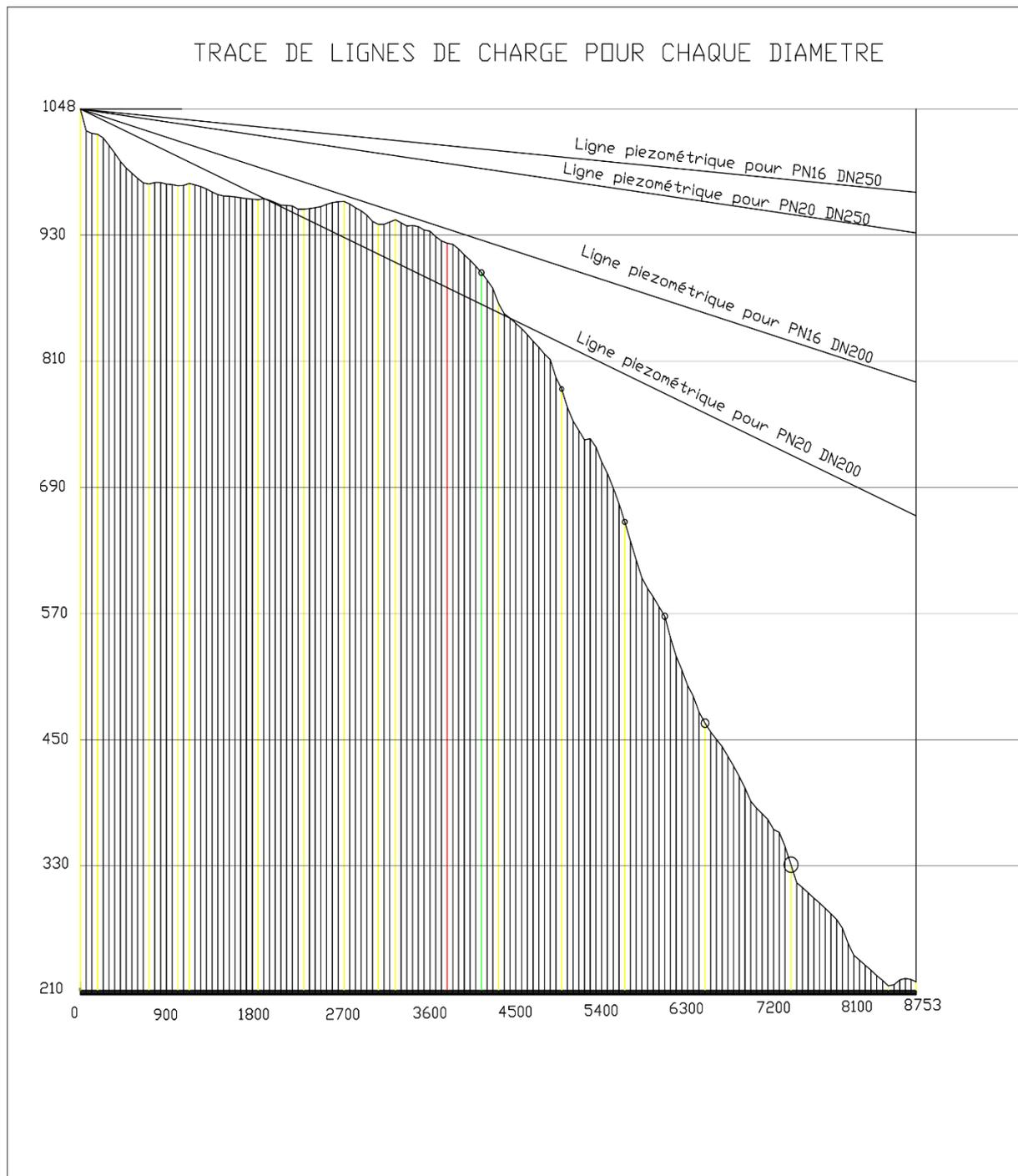


Figure IV.1 représente le tracé des lignes de charges pour chaque diamètre.

Interprétation :

D'après le tracé des lignes de charges, on constate que la ligne de charge pour PN20 DN200 coupe le terrain ce qui veut dire un risque d'avoir des écrêtements, par contre pour les diamètres PN16 DN200 et DN250 et pour PN20 DN250, il n'y a pas d'intersection est donc, il n'y a aucun risque d'écrêtement, mais on remarque qu'il y a une très grande pression sur les conduites ce qui nous oblige à projeter des brise-charges.

On retient deux variantes présentées dans le tableau suivant et on lance une étude technico-économique pour décider quelle est la meilleure variante :

Tableau IV.3 représente les caractéristiques des deux variantes retenues

Tuyauterie	Diamètre intérieure (mm)	Le débit (l/s)	La vitesse (m/s)	La perte de charge m/km
PN16 DN200	163,6	34,5	1,64	292,66
PN20 DN250	194,2	34,5	1,17	117,95

Choix du tracé :

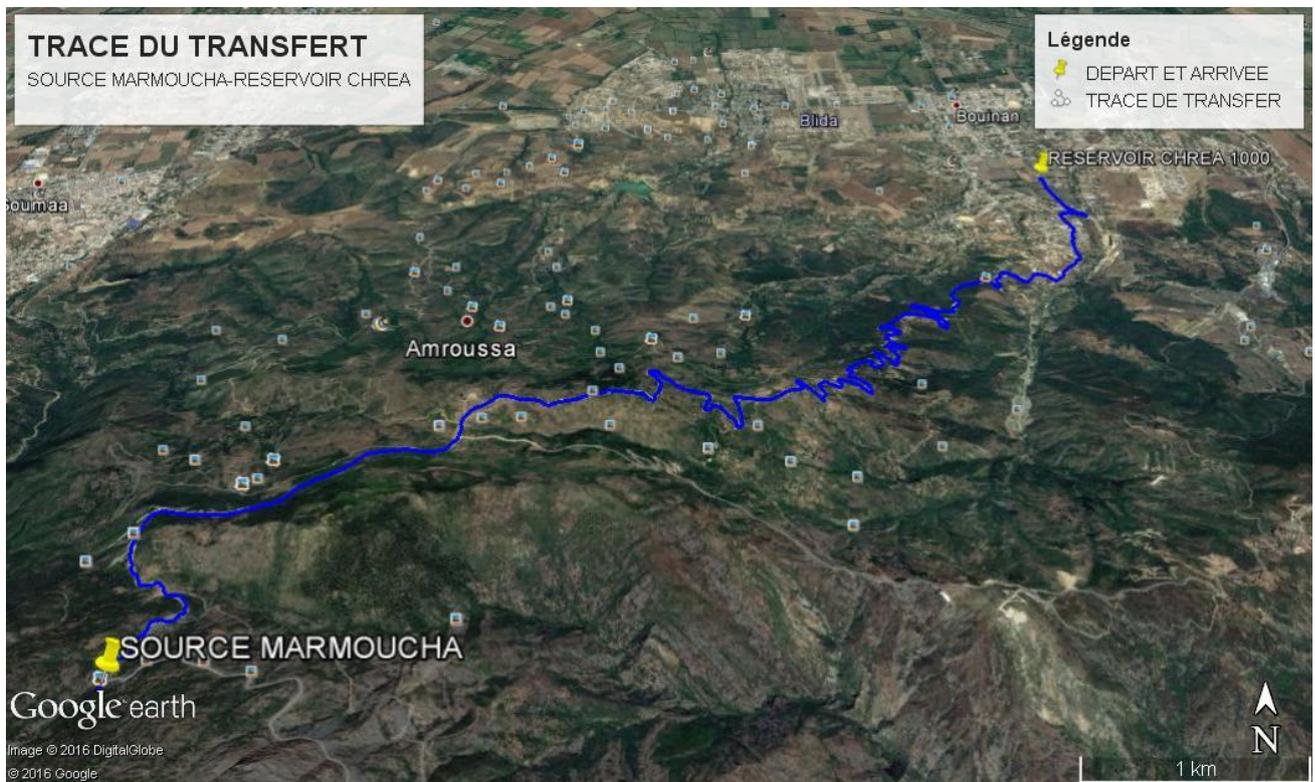


Figure IV.2 représente le tracé de l'adduction.

IV.7.3.Première variante

Une adduction avec une tuyauterie de pression nominale de 16bars(PN16)

Simulation du tronçon source Marmoucha-réservoir 1000m³ sans brise de charge pour PN16 DN200 :

Les résultats des états des nœuds sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.4 représente l'état des nœuds du réseau (PN16 DN200 sans brise-charges).

État des Nœuds du Réseau à 0:00 Heures			
ID Nœud	Altitude (m)	Charge (m.c.e)	Pression (m.c.e)
Réservoir SOURCE	1048	1052	4
Nœud D	1048	1051,94	3,94
Nœud 1	1048	1051,94	3,94
Nœud 2	1024,54	1049,71	25,17
Nœud 3	977,03	1043,01	65,98
Nœud 4	975,45	1039,29	63,84
Nœud 5	977,66	1037,81	60,15
Nœud 6	965,68	1033,34	67,66
Nœud 7	962,29	1028,88	66,59
Nœud 8	957,19	1025,91	68,72
Nœud 9	953,38	1022,93	69,55
Nœud 10	960,55	1017,73	57,18
Nœud 11	938,97	1013,26	74,29
Nœud 12	943,18	1011,03	67,85
Nœud 13	936,68	1008,06	71,38
Nœud 14	920,77	1004,34	83,57
Nœud 15	904,81	1001,36	96,55
Nœud 16	863,49	997,65	134,16
Nœud 17	833,84	993,93	160,09
Nœud 18	782,11	989,46	207,35
Nœud 19	734,77	985,75	250,98
Nœud 20	655,81	981,28	325,47
Nœud 21	565,9	976,08	410,18
Nœud 22	464,3	970,87	506,57
Nœud 23	423,67	967,15	543,48
Nœud 24	378,03	963,43	585,4
Nœud 25	329,7	959,71	630,01
Nœud 26	277,51	953,77	676,26
Nœud 28	218,33	943,44	725,11
Nœud 27	214,48	947,07	732,59
Réservoir RES1	218	218	0

Les résultats des états des arcs sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.5 représente l'état des arcs du réseau (PN16 DN200 sans brise-charges).

État des Arcs du Réseau à 0:00 Heures				
ID Arc	Longueur m	Débit LPS	Vitesse m/s	Pert.Charge Unit m/km
Tuyau DEP	5	34,5	1,64	12,4
Vanne 0	0	34,5	1,64	0
Tuyau 1	180	34,5	1,64	12,4
Tuyau 2	540	34,5	1,64	12,4
Tuyau 3	300	34,5	1,64	12,4
Tuyau 4	120	34,5	1,64	12,4
Tuyau 5	360	34,5	1,64	12,4
Tuyau 6	360	34,5	1,64	12,4
Tuyau 7	240	34,5	1,64	12,4
Tuyau 8	240	34,5	1,64	12,4
Tuyau 9	420	34,5	1,64	12,4
Tuyau 10	360	34,5	1,64	12,4
Tuyau 11	180	34,5	1,64	12,4
Tuyau 12	240	34,5	1,64	12,4
Tuyau 13	300	34,5	1,64	12,4
Tuyau 14	240	34,5	1,64	12,4
Tuyau 15	300	34,5	1,64	12,4
Tuyau 16	300	34,5	1,64	12,4
Tuyau 17	360	34,5	1,64	12,4
Tuyau 18	300	34,5	1,64	12,4
Tuyau 19	360	34,5	1,64	12,4
Tuyau 20	420	34,5	1,64	12,4
Tuyau 21	420	34,5	1,64	12,4
Tuyau 22	300	34,5	1,64	12,4
Tuyau 23	300	34,5	1,64	12,4
Tuyau 24	300	34,5	1,64	12,4
Tuyau 25	480	34,5	1,64	12,4
Tuyau 26	540	34,5	1,64	12,4
Tuyau 27	293	34,5	1,64	12,4
Tuyau ARR	10	34,5	1,64	12,4

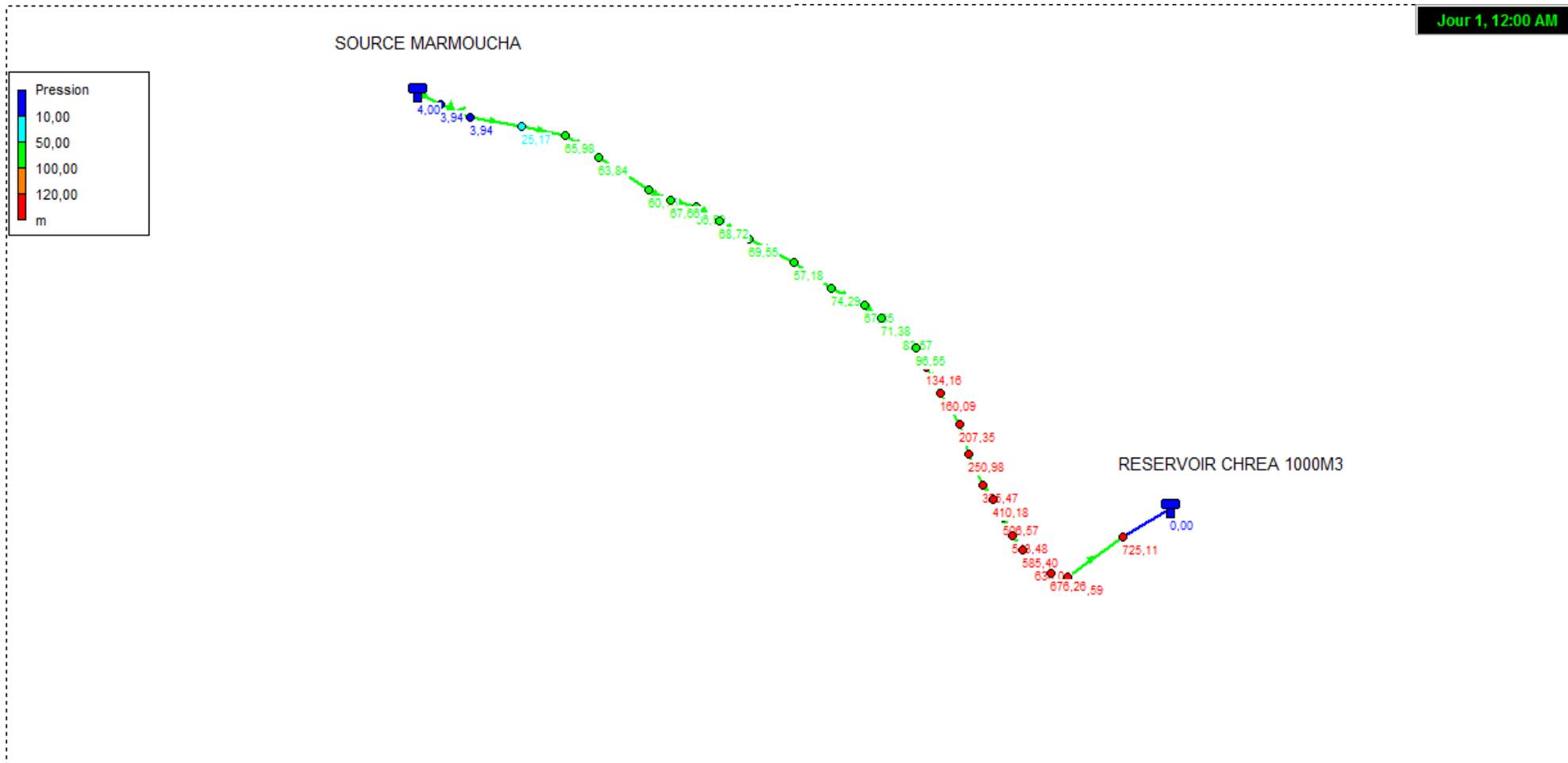


Figure IV.3 représente la simulation EPANET (PN16 DN200).

D'après les rapports fournis par le simulateur EPANET on constate qu'on a une grande pression sur les conduites ce qui nous met dans l'obligation de projeté 6 brise-charges.

Donc on va diviser notre adduction en palier vue que nous avons plusieurs pentes la longueur calculée des tronçons des conduites est donnée dans le tableau suivant :

Tableau IV.6 représente les tronçons après la projection des brise-charges.

Diamètre	Tronçon	Longueur ml	Débit l/s	Cote TN (m)
SOURCE	Source Marmoucha – Brise charge N°1	3840	34,5	1048,50
BR1	Brise charge N°1 – Brise charge N°2	1200	34,5	920,77
BR2	Brise charge N°2 – Brise charge N°3	660	34,5	782,11
BR3	Brise charge N°3 – Brise charge N°4	540	34,5	655,81
BR4	Brise charge N°4 – Brise charge N°5	720	34,5	527,89
BR5	Brise charge N°5 – Brise charge N°6	960	34,5	402,63
BR6	Brise charge N°6 – Réservoir Chréa existant	833	34,5	277,51
RESERVOIR	1000 m3			218,33

Puisque le tronçon travaille en gravitaire, il s'agit de déterminer le diamètre avantageux, pour chaque tronçon, on se basant sur la formule de Darcy-Weisbach comme suit :

• **Tronçon 1 : source – Brise-charges N1 :**

En appliquant la formule de DARCY-WEISBAGH :

$$\Delta H_T = \frac{8 * L_{eq} * \lambda * Q^2}{g * \pi^2 * D^5} \Rightarrow D = \sqrt[5]{\frac{8 * L_{eq} * \lambda * Q^2}{g * \pi^2 * \Delta H_T}}$$

$$\Delta H = CTN_{source} - CTP_{B.C N1} = 1048 - 920,77 = 127,23m$$

On donne une valeur initiale à $\lambda = 0,030$ et on calcule le premier diamètre :

$$D = \sqrt[5]{\frac{8 * 3840 * \lambda * (34,5/1000)^2}{9,81 * (3,14)^2 * 127,74}} = 0,155m$$

Calcul de λ :

$$\lambda = \left(1,14 - 0,86 \ln \frac{\varepsilon}{D} \right)^{-2} = \left(1,14 - 0,86 \ln \frac{0,6 \cdot 10^{-3}}{0,155} \right)^{-2} = 0,0285$$

On fait la première itération :

$$D = \sqrt[5]{\frac{8 * 3840 * 0,0285 * (34,5/1000)^2}{9,81 * (3,14)^2 * 127,74}} = 0,153m$$

On recalcule λ :

$$\lambda = \left(1,14 - 0,86 \ln \frac{\varepsilon}{D} \right)^{-2} = \left(1,14 - 0,86 \ln \frac{0,6 \cdot 10^{-3}}{0,153} \right)^{-2} = 0,0286$$

La deuxième itération :

$$D = \sqrt[5]{\frac{8 * 3840 * 0,0286 * (34,5/1000)^2}{9,81 * (3,14)^2 * 127,74}} = 0,153m$$

$$\text{On recalcule } \lambda : \lambda = \left(1,14 - 0,86 \ln \frac{\varepsilon}{D} \right)^{-2} = \left(1,14 - 0,86 \ln \frac{0,6 \cdot 10^{-3}}{0,153} \right)^{-2} = 0,0286$$

On remarque que après ces 2 itérations la valeur de λ se stabilise et on prend la dernière valeur obtenue : $\lambda=0,0286$ et le **D =0,153mm**.

Le dimensionnement des autres 06 tronçons se fait de la même façon, on récapitule les calculs de la première variante dans le tableau suivant :

Tableau IV.7 tableau récapitulative des calculs pour la première variante.

Tronçon	Longueur de tronçon (m)	perte de charge (m.c.e)	débit (l/s)	Diamètre (m)	diamètre Normalisé (m)	la nouvelle perte de charge (m)	VITESSE (m/s)
source - brise charge N1	3840	127,74	34,5	0,153	163	92,25	1,64
brise charge N1 -- brise charge N2	1200	138,66	34,5	0,121	163	30,95	1,64
brise charge N2 -- brise charge N3	660	126,3	34,5	0,110	163	17,57	1,64
brise charge N3 -- brise charge N4	540	127,92	34,5	0,106	163	14,52	1,64
brise charge N4-- brise charge N5	720	125,26	34,5	0,112	163	18,99	1,64
brise charge N5 -- brise charge N6	960	125,12	34,5	0,118	163	24,92	1,64
brise charge N6 -- réservoir d'arrivé	833,01	59,18	34,5	0,133	163	20,85	1,64

Les résultats de la simulation avec logiciel EPANET sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.8 représente l'état des nœuds du réseau (première variante avec brise-charges).

État des Nœuds du Réseau à 0:00 Heures			
ID Nœud	Altitude (m)	Charge (m.c.e)	Pression (m.c.e)
Réservoir SOURCE	1048	1052	4
Nœud D	1048	1051,98	3,98
Nœud 1	1048	1051,98	3,98
Nœud 2	1024,54	1051,22	26,68
Nœud 3	977,03	1048,94	71,91
Nœud 4	975,45	1047,67	72,22
Nœud 5	977,66	1047,16	69,5
Nœud 6	965,68	1045,64	79,96
Nœud 7	962,29	1044,12	81,83
Nœud 8	957,19	1043,11	85,92
Nœud 9	953,38	1042,09	88,71
Nœud 10	960,55	1040,32	79,77
Nœud 11	938,97	1038,8	99,83
Nœud 12	943,18	1038,04	94,86
Nœud 13	936,68	1037,02	100,34
Nœud 14	920,77	1035,75	114,98
Nœud 15	920,77	922,75	1,98
Nœud 16	904,81	919,78	14,97
Nœud 17	863,49	916,06	52,57
Nœud 18	833,84	912,34	78,5
Nœud 19	782	907,88	125,88
Nœud 20	782	783,88	1,88
Nœud 21	734,77	780,16	45,39
Nœud 22	655	775,7	120,7
Nœud 23	655	657,7	2,7
Nœud 24	565,9	652,49	86,59
Nœud 25	527,89	651,01	123,12
Nœud 26	527,89	530,01	2,12
Nœud 27	464	526,29	62,29
Nœud 28	423,67	521,08	97,41
Nœud 29	402,63	519,59	116,96
Nœud 30	402,63	404,59	1,96
Nœud 31	378,03	402,36	24,33
Nœud 32	277,51	398,64	121,13
Nœud 33	277,51	279,64	2,13
Nœud 34	214,48	272,95	58,47
Nœud 35	218,33	269,32	50,99
Réservoir RES1	218	218	0

Tableau IV.9 représente l'état des arcs du réseau (première variante avec brise-charges).

	Longueur	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
ID Arc	m	LPS	m/s	m/km
État des Arcs du Réseau à 0:00 Heures				
Tuyau DEP	5	34,5	1,05	4,23
Vanne 0	0	34,5	1,1	0
Tuyau 1	180	34,5	1,05	4,23
Tuyau 2	540	34,5	1,05	4,23
Tuyau 3	300	34,5	1,05	4,22
Tuyau 4	120	34,5	1,05	4,22
Tuyau 5	360	34,5	1,05	4,23
Tuyau 6	360	34,5	1,05	4,23
Tuyau 7	240	34,5	1,05	4,23
Tuyau 8	240	34,5	1,05	4,23
Tuyau 9	420	34,5	1,05	4,22
Tuyau 10	360	34,5	1,05	4,23
Tuyau 11	180	34,5	1,05	4,23
Tuyau 12	240	34,5	1,05	4,23
Tuyau 13	300	34,5	1,05	4,22
Brise charges N1	0	34,5	1,64	113
Tuyau 15	240	34,5	1,64	12,39
Tuyau 16	300	34,5	1,64	12,39
Tuyau 17	300	34,5	1,64	12,39
Tuyau 18	360	34,5	1,64	12,39
Brise charges N2	0	34,5	1,64	124
Tuyau 20	300	34,5	1,64	12,39
Tuyau 21	360	34,5	1,64	12,39
Brise charges N3	0	34,5	1,64	118
Tuyau 23	420	34,5	1,64	12,39
Tuyau 24	120	34,5	1,64	12,39
Brise charges N4	0	34,5	1,64	121
Tuyau 26	300	34,5	1,64	12,4
Tuyau 27	300	34,5	1,64	12,4
Tuyau 28	120	34,5	1,64	12,4
Brise charges N5	0	34,5	1,64	116,6
Tuyau 30	180	34,5	1,64	12,4
Tuyau 31	780	34,5	1,64	12,4
Brise charges N6	0	34,5	1,64	113
Tuyau 33	540	34,5	1,64	12,4
Tuyau 34	293	34,5	1,64	12,4
Tuyau ARR	10	34,5	1,64	12,4

A partir des résultats de la simulation EPANET on trace le graphe des charges et altitudes pour tous les tronçons de l'adduction :

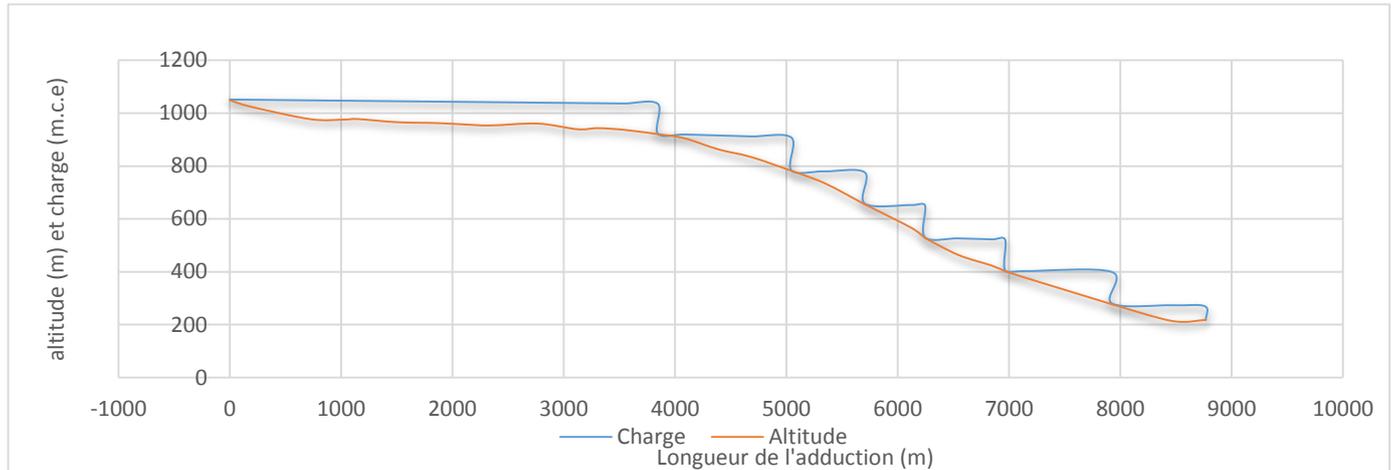


Figure IV.4 représentation des charges après la projection des brise-charges (première variante).

IV.7.4. Deuxième variante

Une adduction avec une tuyauterie de pression nominale égale à 20bars.

Simulation du tronçon source Marmoucha-réservoir 1000m³ sans brise de charge pour PN20 DN200 :

Tableau IV.10 représente l'état des nœuds du réseau (PN20 DN250 sans brise-charges).

État des Nœuds du Réseau à 0:00 Heures			
ID Nœud	Altitude (m)	Charge (m)	Pression (m.c.e)
Réservoir SOURCE	1048	1052	4
Nœud D	1048	1051,97	3,97
Nœud 1	1048	1051,97	3,97
Nœud 2	1024,54	1051	26,46
Nœud 3	977,66	1045,78	68,12
Nœud 4	975,45	1046,43	70,98
Nœud 5	977,03	1048,06	71,03
Nœud 6	960,55	1036,98	76,43
Nœud 7	965,68	1043,83	78,15
Nœud 8	962,29	1041,87	79,58
Nœud 9	957,19	1040,57	83,38
Nœud 10	953,38	1039,26	85,88
Nœud 11	943,18	1034,05	90,87
Nœud 12	938,97	1035,03	96,06
Nœud 13	936,68	1032,75	96,07
Nœud 14	920,77	1031,12	110,35
Nœud 15	904,81	1029,81	125
Nœud 16	863,49	1028,19	164,7
Nœud 17	833,84	1026,56	192,72
Nœud 18	782,11	1024,6	242,49
Nœud 19	734,77	1022,97	288,2
Nœud 20	655,81	1021,02	365,21
Nœud 21	565,9	1018,74	452,84
Nœud 22	464,3	1016,45	552,15
Nœud 23	423,67	1014,83	591,16
Nœud 24	378,03	1013,2	635,17
Nœud 25	329,7	1011,57	681,87
Nœud 26	277,51	1008,96	731,45
Nœud 27	214,48	1006,03	791,55
Nœud 28	218,33	1004,44	786,11
Réservoir RES1	218	218	0

Les résultats des états des arcs sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau IV.11 représente l'état des arcs du réseau (PN20 DN250 sans brise-charges).

État des Arcs du Réseau à 0:00 Heures				
ID Arc	Longueur	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit m/km
Tuyau DEP	5	34,5	1,16	5,43
Vanne 0	0	34,5	1,1	0
Tuyau 1	180	34,5	1,16	5,43
Tuyau 2	540	34,5	1,16	5,43
Tuyau 3	300	34,5	1,16	5,43
Tuyau 4	120	34,5	1,16	5,43
Tuyau 5	360	34,5	1,16	5,43
Tuyau 6	360	34,5	1,16	5,43
Tuyau 7	240	34,5	1,16	5,43
Tuyau 8	240	34,5	1,16	5,43
Tuyau 9	420	34,5	1,16	5,43
Tuyau 10	360	34,5	1,16	5,43
Tuyau 11	180	34,5	1,16	5,43
Tuyau 12	240	34,5	1,16	5,43
Tuyau 13	300	34,5	1,16	5,43
Tuyau 14	240	34,5	1,16	5,43
Tuyau 15	300	34,5	1,16	5,43
Tuyau 16	300	34,5	1,16	5,43
Tuyau 17	360	34,5	1,16	5,43
Tuyau 18	300	34,5	1,16	5,43
Tuyau 19	360	34,5	1,16	5,43
Tuyau 20	420	34,5	1,16	5,43
Tuyau 21	420	34,5	1,16	5,43
Tuyau 22	300	34,5	1,16	5,43
Tuyau 23	300	34,5	1,16	5,43
Tuyau 24	300	34,5	1,16	5,43
Tuyau 25	480	34,5	1,16	5,43
Tuyau 26	540	34,5	1,16	5,43
Tuyau 27	293	34,5	1,16	5,43
Tuyau ARR	10	34,5	1,16	5,43

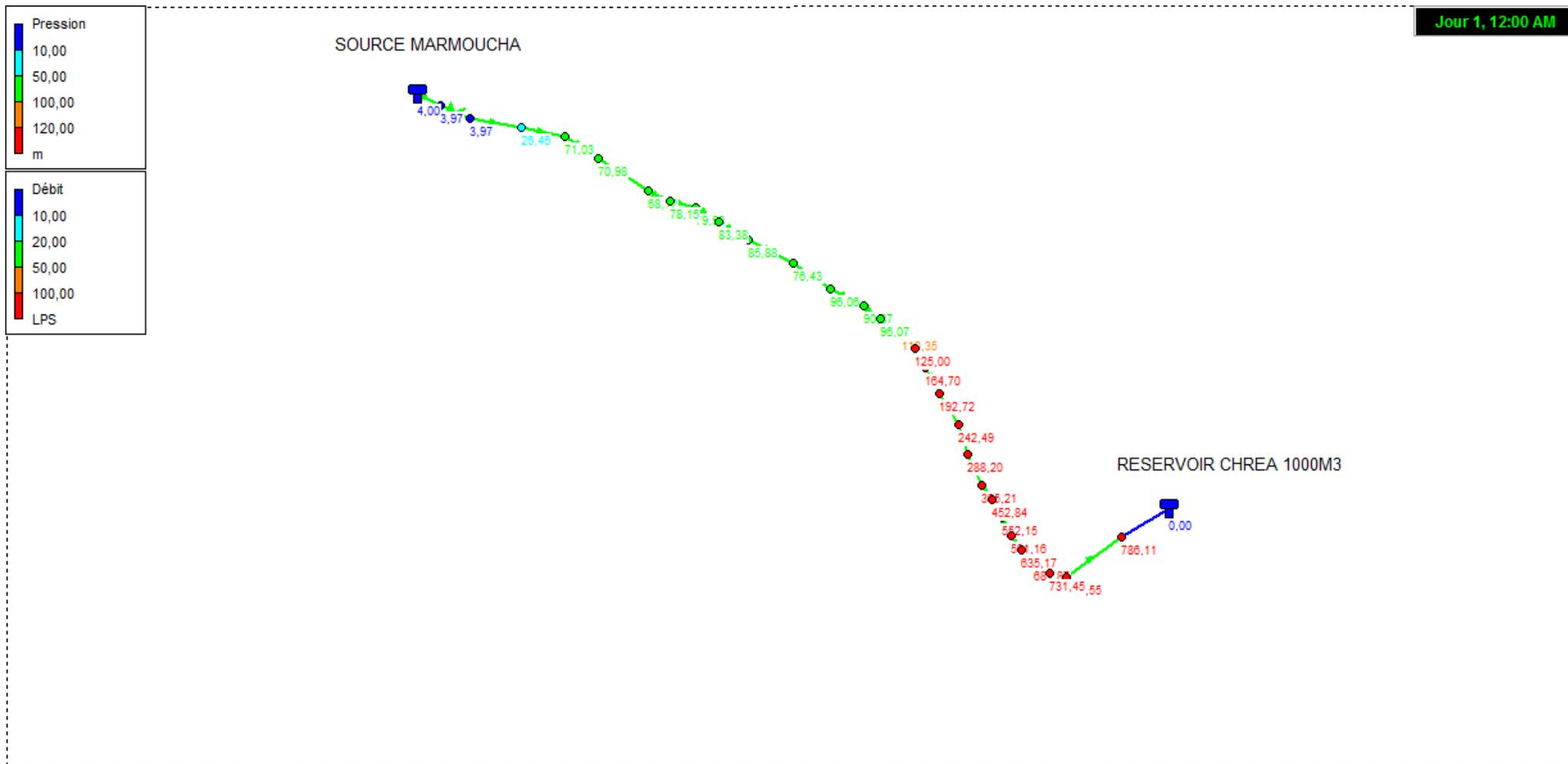


Figure IV.5 représente la simulation EPANET (PN20 DN250).

D'après les rapports fournis par le simulateur EPANET on constate qu'on a une grande pression sur les conduites ce qui nous met dans l'obligation de projeté 6 brises de charges

Donc on va diviser notre adduction en palier vue que nous avons plusieurs pentes :

Le schéma linéaire de l'adduction à partir de la source Marmoucha est représenté dans la fig. 2. La longueur calculée des tronçons des conduites est donnée dans le tableau suivant :

Tableau IV.12 représente les tronçons après la projection des brise-charges (2ème variante).

Diamètre	Tronçon	Longueur ml	Débit l/s	Cote TN
SOURCE	Source Marmoucha – Brise charge N°1	4080	34,5	1048,50
BR1	Brise charge N°1 – Brise charge N°2	960	34,5	904,81
BR2	Brise charge N°2 – Brise charge N°3	660	34,5	782,11
BR3	Brise charge N°3 – Brise charge N°4	540	34,5	655,81
BR4	Brise charge N°4 – Brise charge N°5	900	34,5	527,89
BR5	Brise charge N°5 – Réservoir Chréa existant 1000 m3	1613	34,5	378,03
RESERVOIR				218,33

Puisque le tronçon travaille en gravitaire, il s'agit de déterminer le diamètre avantageux ; la charge disponible est calculée par la même méthode de la première variante, on dimensionne chaque tronçon et voici un tableau récapitulatif des diamètres et des pertes de charges :

Tableau IV.13 tableau récapitulative des calculs pour la deuxième variante.

Tronçon	Longueur de tronçon (m)	perte de charge (m.c.e)	débit (l/s)	coefficient de perte de charge λ	Diamètre (m)	diamètre Normalisé (mm)	la nouvelle perte de charge (m.c.e)	VITESSE (m/s)
source - brise charge N1	4080	143,69	34,5	0,029	0,152	194,2	41,73	1,17
brise charge N1 -- brise charge N2	960	122,7	34,5	0,031	0,119	155,2	32,42	1,82
brise charge N2 -- brise charge N3	660	126,3	34,5	0,032	0,110	155,2	22,80	1,82
brise charge N3 -- brise charge N4	540	127,92	34,5	0,032	0,106	155,2	18,89	1,82
brise charge N4-- brise charge N5	900	149,86	34,5	0,031	0,113	155,2	30,80	1,82
brise charge N5 -- réservoir d'arrivé	1613	159,7	34,5	0,030	0,125	155,2	53,61	1,82

Le point fort de cette variante est que les conduites ont une pression nominale de 20bars donc ils résistent plus à la pression ce qui nous permet d'éliminer un brise-charge.

Les résultats de la simulation avec logiciel EPANET sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.14 représente l'état des nœuds du réseau (deuxième variante avec brise-charges).

État des Nœuds du Réseau à 0:00 Heures			
ID Nœud	Altitude (m)	Charge (m.c.e)	Pression (m.c.e)
Réservoir SOURCE	1048	1052	4
Nœud D	1048	1051,98	3,98
Nœud 1	1048	1051,98	3,98
Nœud 2	1024,54	1051,22	26,68
Nœud 3	977,03	1048,94	71,91
Nœud 4	975,45	1047,67	72,22
Nœud 5	977,66	1047,16	69,5
Nœud 6	965,68	1045,64	79,96
Nœud 7	962,29	1044,12	81,83
Nœud 8	957,19	1043,11	85,92
Nœud 9	953,38	1042,09	88,71
Nœud 10	960,55	1040,32	79,77
Nœud 11	938,97	1038,8	99,83
Nœud 12	943,18	1038,04	94,86
Nœud 13	936,68	1037,02	100,34
Nœud 14	920,77	1035,75	114,98
Nœud 15	920,77	922,75	1,98
Nœud 16	904,81	919,78	14,97
Nœud 17	863,49	916,06	52,57
Nœud 18	833,84	912,34	78,5
Nœud 19	782	907,88	125,88
Nœud 20	782	783,88	1,88
Nœud 21	734,77	780,16	45,39
Nœud 22	655	775,7	120,7
Nœud 23	655	657,7	2,7
Nœud 24	565,9	652,49	86,59
Nœud 25	527,89	651,01	123,12
Nœud 26	527,89	530,01	2,12
Nœud 27	464	526,29	62,29
Nœud 28	423,67	521,08	97,41
Nœud 29	402,63	519,59	116,96
Nœud 30	402,63	404,59	1,96
Nœud 31	378,03	402,36	24,33
Nœud 32	277,51	398,64	121,13
Nœud 33	277,51	279,64	2,13
Nœud 34	214,48	272,95	58,47
Nœud 35	218,33	269,32	50,99
Réservoir RES1	218	218	0

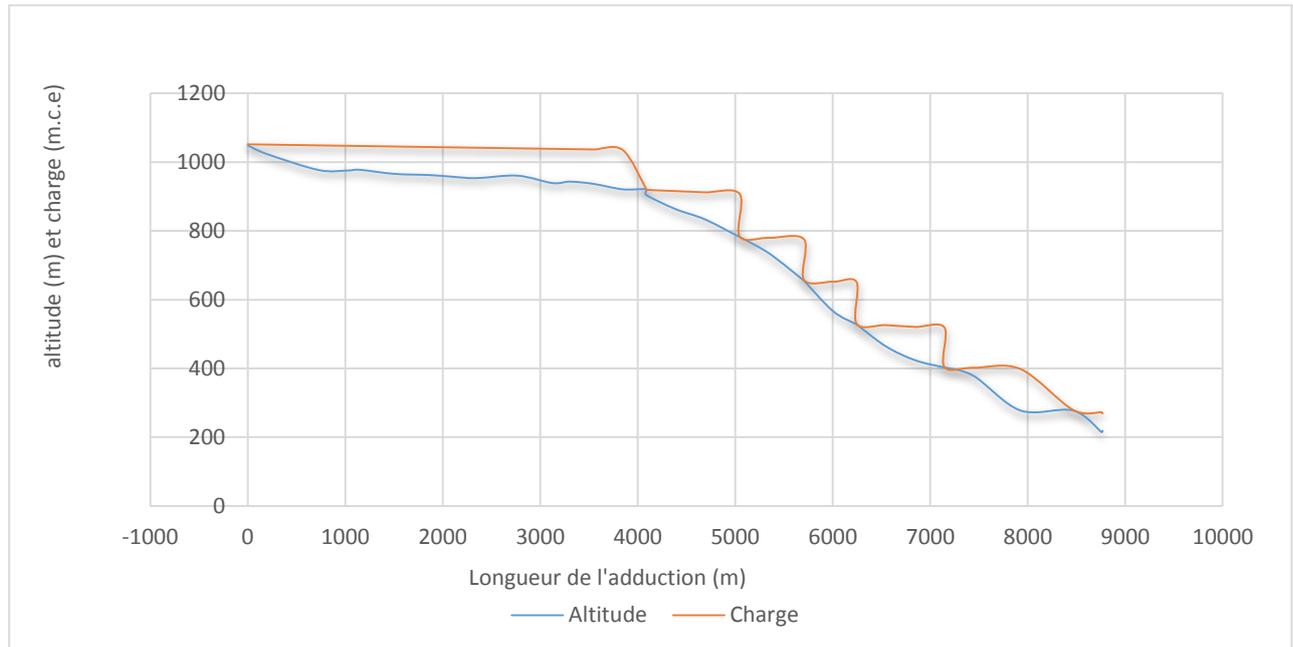


Figure IV. représentation des charges après la projection des brise-charges (deuxième variantes).

IV.7.5. Interprétation et choix de la variante

D'un point de vue hydraulique les deux variantes sont convenables pour la réalisation de l'adduction mais en tenant compte de l'aspect économique, on constate que la première variante est moins coûteuse vu son prix du mètre linéaire de la pose de la canalisation (conduite PN16 DN200) qui est de 2892,94DA/ML par rapport à celui de la 2ème variante (conduite PN20 DN250) qui coûte 5579DA/ML.

IV.8. Protection de l'adduction contre le phénomène transitoire

IV.8.1. Définition

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

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

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

IV.8.2. Causes du coup de bélier

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

- L'ouverture ou la fermeture instantanée ou trop rapide, qu'elles soient accidentelles ou non d'une vanne de sectionnement dans des canalisations en charge.
 - La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement.
 - Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
 - La modification de la vitesse d'une pompe.
 - Variation rapide du niveau d'eau dans le réservoir.
 - Vague à l'intérieur d'un réservoir.
 - Vibration des roues des pompes.
 - La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage est cependant la cause la plus répandue du coup de bélier.
-

IV.8.3. Amplitude des coups de bélier

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

$$h = \frac{c \cdot v_0}{g} \quad \dots \text{(IV.6)}$$

Avec

c : célérité des ondes ;

V_0 : variation de vitesse ;

h : surpression en mce ;

g : accélération de la pesanteur = $9,81 \text{ m/s}^2$.

La valeur maximale des coups de bélier est ainsi directement proportionnelle, d'une part à la variation de vitesse et d'autre part à la célérité des ondes (elles-mêmes dépendantes du type de matériaux de la conduite). Par ailleurs, plus la conduite est longue, plus celle-ci sera sensible au coup de bélier.

Dans le cas de manœuvre lente ($T > 2 L/c$), l'amplitude des coups de bélier est toujours proportionnelle à la variation de vitesse, mais inversement proportionnelle au temps de coupure du débit (ou au temps de manœuvre des équipements).

D'une manière générale, plus la vitesse d'écoulement est faible moins le coup de bélier est important.

IV.8.4. Risques dus aux coups de bélier

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

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

- **Cas de la surpression**

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par une pression importante se produisant à la suite d'une fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement ou bien à la suite d'une dépression causée par l'arrêt brusque d'une pompe. Si la pression totale c'est-à-dire la pression en régime permanent majorée de la valeur de surpression due au coup de bélier dépasse la pression maximale admissible des conduites il y a risques de rupture de ces derniers et d'importants dégâts au niveau des raccordements (déboîtement) ou encore la détérioration des accessoires (compteurs, manomètres...)

- **Cas de dépression**

Une autre conséquence des coups de bélier peut être l'apparition d'une pression relative négative. Si cette pression devient inférieure à certaine valeur, il se produit une poche de cavitation. Si le profil en long de la canalisation est défavorable, c'est à dire si la poche de vapeur peut se former sur une grande distance, la canalisation peut être aplatie par implosion et les joints peuvent être aspirés.

Une autre conséquence de la cavitation est la détérioration de l'enduit intérieur du tuyau, mais le risque le plus grave est celui d'éclatement de la conduite lors du retour à des pressions positives : les pressions obtenues à ce moment sont en effet souvent très importantes.

- **Fatigue de la canalisation**

Comme autre conséquence des coups de bélier, on peut citer la fatigue qu'entraîne pour le matériau une alternance rapide de fortes et de faibles pressions même si chaque onde de surpression n'est pas suffisante en elle-même pour créer la rupture.

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

IV.8.5. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier

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

Notant qu'il n'est pas possible de supprimer totalement l'effet du coup de bélier, mais on peut arriver à limiter ceci à une valeur compatible à la résistance des installations de la conduite gravitaire.

La seule protection de la conduite gravitaire contre le phénomène du coup de bélier consiste à étudier la loi de fermeture de la vanne sur cette conduite.

Notre adduction a les caractéristiques représentées dans le tableau (V.1)

Tableau IV.15 : représente les caractéristiques de notre adduction.

Tronçon	L_t (m)	D (mm)	e (mm)	ΔH_{disp}
Source-réservoir	8753	163,6	18,2	831

➤ **Calcul de la célérité :**

la célérité d'onde équivalente de surpression est :

$$c = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + K * \frac{D}{e}}} \quad \dots (IV.7)$$

K dépend de la nature de la conduite

e : épaisseur de la conduite.

D : diamètre de la conduite.

Le tableau IV.16 : représente la valeur de K pour chaque matériau

matériau	k	Matériau	k
Fer	0,5	Amiante ciment	4
Acier	0,5	PVC	33
Fonte grise	1	Polyéthylène haute densité	83
Fonte ductile	0,59		
béton	5	Polyéthylène basse densité	500

Application numérique :

$$c = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + 83 * \frac{0,1636}{18,2}}} = 351,25 \text{ m/s}$$

➤ **Calcul de temps de fermeture de la vanne :**

Si la fermeture est supposée linéaire pendant une durée supérieure à un aller-retour d'onde

$$t_r = \frac{2L}{a} \quad \dots \text{(IV.8)}$$

A.N :

$$t_r = \frac{2 * 8753}{351,25} = 49,83s$$

Donc : il faut que le temps de fermeture de la vanne soit supérieure au temps de retour de la première onde $t_r = 50s$

Avec ces paramètres, on est arrivé à protéger notre canalisation contre le coup de bélier, pendant le fonctionnement, mais il faut aussi la protéger contre les effets extérieurs au cours de pose.

Conclusion

Notre adduction sera en PEHD avec un diamètre de 200mm et une pression nominale de 16bars, pour avoir ces résultats nous avons passé à un dimensionnement par palier vue la grande valeur de dénivelé.

Pour maintenir une pression adéquate à la résistance de la conduite nous avons projeté 06 brises charges.

La protection des conduites contre le coup de bélier dans le cas d'une adduction gravitaire se fait par le calcul de la loi de manœuvre, les calculs nous donne une durée de 50s pour minimiser les effets du coup de bélier.

CHAPITRE V :

OUVRAGES

Dans ce qui suit nous allons étamer le choix du type d'aménagement de notre source et du système de son captage qui transportera ses eaux vers un réservoir d'arrivée.

Nous allons aussi commencer le calcul des dimensions de tout l'équipement nécessaires dont les brises charge qui seront projetés tout au long de notre tracé de conduite.

Suite à quoi nous allons étudier la faisabilité et les dimensions d'une éventuelle station hydroélectrique.

V.1. Aménagement de la source

V.1.1. La composition de l'aménagement

Pour notre aménagement nous avons besoin de deux ouvrages indispensables qui sont :

A. Digue de captage :

Cette digue sera implantée à la partie amont de l'oued pour préserver sa qualité avec un temps de séjour faible.

La digue se composera de deux parties, une partie en enrochement de grands dimensionnant son but sera de filtrer l'eau des impuretés de grandes tailles, et une deuxième digue composée d'élément plus fin que la première qui se consacrera à éliminer les impuretés les plus fines, une fois que l'eau passe à travers les interstices de cette digue, elle sera déversée dans la bêche d'eau

La digue sera munie d'une conduite de vidange.

B. Chambre visitable :

Cette chambre sera réalisée pour le captage de la source de, sous forme d'une bêche d'eau visitable qui facilite l'exploitation et la préservation en la protégeant contre toute pollution extérieur possible. Elle recevra l'eau à partir du déversoir qui se trouvera en décus d'elle. En effet l'eau déversée se confrontera à un dégrilleur fin juste à l'entrée de la chambre.

La chambre de captage sera équipée de trois conduites, une conduite d'adduction, une de vidange et conduite de trop plein.

V.1.2. Dimensionnement de la digue de la source superficielle

La largeur de la digue prévue pour ce captage sera en fonction de la largeur de l’oued qui est de 5m dans notre cas, et sa hauteur sera fixée à 1m de hauteur pour minimiser le temps de séjour dans cette partie pour éviter une stagnation prolongée de l’eau, et pour faciliter l’entretien.

Puisque notre digue sera composée de deux partie, une vue en coupe révélera l’existence d’une partie rocheuse de gros dimensions d’une épaisseur de 1 m, de même pour la partie fine qui sera elle aussi épaisse de 1m.

Le figure suivante est un schéma de notre bache d’eau de captage.

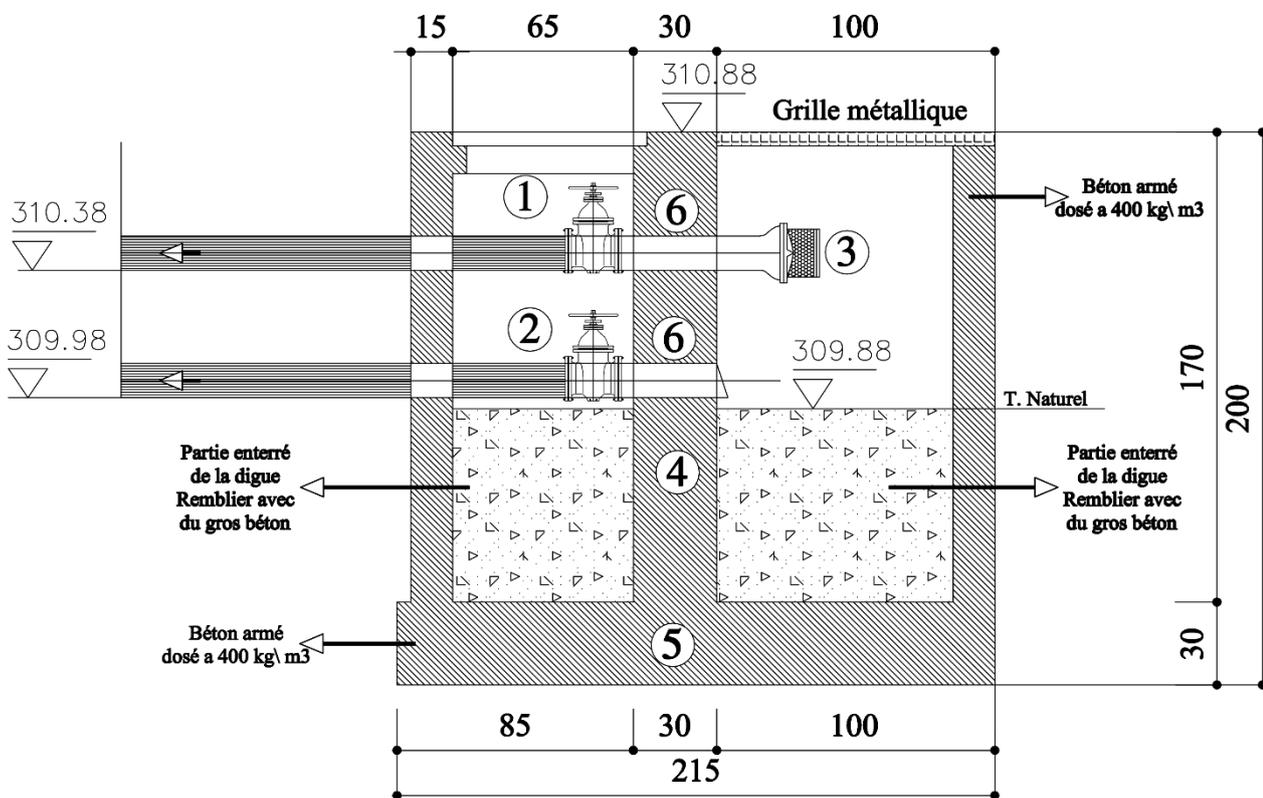


Figure V.1 schéma de bache d’eau de captage.

V.2. Réservoirs

V.2.1. Rôles des réservoirs

Les réservoirs sont, en général, nécessaires pour pouvoir alimenter convenablement une agglomération en eau potable. Les principales fonctions des réservoirs sont :

- **Le stockage** : lors des heures creuses pendant la journée ($Q_{\text{apport}} > Q_{\text{demandé}}$), un volume se cumule dans le réservoir, on dit que le réservoir se remplit. Pendant les heures qui suivent, ou la consommation est élevée ($Q_{\text{demandé}} > Q_{\text{apport}}$), l'écart entre ces deux débits sera compensé par le volume emmagasiné auparavant, on dit que réservoir se vide.
- **Régulateur de pressions** : en tout point du réseau : le réservoir permet de fournir aux abonnés une pression suffisante et plus ou moins constante, la pression fournie par les stations de pompage peut varier au moment de la mise en marche et de l'arrêt des pompes.
- **Equilibre** : si le réseau s'allonge (augmentation de sa longueur par rapport à la position du réseau principal), aux points les plus éloignés, apparaissent des pressions faibles. dans ce cas, on installe un réservoir d'équilibre qui permet d'augmenter les pressions faibles et les débits dans la partie du réseau étendue. le réservoir d'équilibre joue le rôle d'un contre réservoir par rapport au principal.
- **Brise-charge** : son utilité est d'abaisser la pression dans une adduction (à point bas) à celle de l'atmosphère (en tout point le long de la canalisation, si la pression dépasse celle de fonctionnement normal, on doit protéger la canalisation contre les ruptures en plaçant un réservoir qui va amener la pression à la pression atmosphérique de telle sorte l'emplacement de ce dernier assure des pressions optimales le long de la conduite, on dit que le réservoir joue le rôle d'une brise-charge).
- **Relai** : ou intermédiaire, ce que nous appelons souvent un réservoir tampon. Dans une adduction mixte ; refoulement-gravitaire ; ce type de réservoir est nécessaire pour éviter les dépressions et la cavitation, il assure aussi la continuité de la distribution en cas de l'arrêt de la pompe.
- **Réserve d'incendie** : une demande en eau exceptionnelle qui sera utile en cas d'incendie, son volume est toujours réservé qui est au moins 120 m³. Comme le réservoir offre d'autres réserves ont comme avantages :

- ✓ Ils constituent une réserve pour les imprévus (rupture, panne des pompes, réparations, extension du réseau...).
- ✓ Offre la possibilité de pomper la nuit, lorsque les tarifs d'électricité sont les plus bas.
- ✓ Régularité dans le fonctionnement du pompage. Les pompes refoulent à un débit constant.
- ✓ Simplification de l'exploitation.
- ✓ Sollicitation régulière des points d'eau qui ne sont pas l'objet des variations journalières au moment de la pointe.
- ✓ Régularité des pressions dans le réseau.

V.2.2. Classification des réservoirs

Les réservoirs peuvent être classés selon plusieurs critères.

Selon le matériau de construction : Ils peuvent être réalisés

- ✓ en maçonnerie.
- ✓ en béton ordinaire ou précontraint.
- ✓ en acier inoxydable pour de petites capacités.

A. Selon la position par rapport au terrain naturel :

- ✓ sur sol.
- ✓ enterrés.
- ✓ semi-enterrés.
- ✓ sur tour (château d'eau).

B. Selon la forme de la cuve :

- ✓ rectangulaires : En règle générale, les réservoirs sont rectangulaires ou polygonaux (si l'ouvrage doit s'adapter à la forme de la parcelle ou aux conditions du terrain). Ces formes permettent une construction statique sans surprises et adaptable, une exécution solide ainsi que des agrandissements ultérieurs sans difficultés majeures.
- ✓ Circulaires : Des grands réservoirs circulaires peuvent être réalisés en béton précontraint. Dans la plupart des cas, on ne réalise pas d'économies substantielles par rapport aux réservoirs rectangulaires. L'avantage consiste une stabilité des talus d'excavation et un moindre risque de fissuration, ainsi qu'une économie de matériaux de construction.

- ❖ De multiples facteurs interviennent dans la détermination du type de réservoir :
 - ✓ Conditions topographiques de la région à desservir.
 - ✓ Conditions hydrauliques de la distribution : volume du réservoir, pression à assurer,
 - ✓ Type de décideur : maître d'ouvrage, maître d'œuvre ou exploitation.
- ❖ Les critères les plus souvent retenus pour les choix sont :
 - ✓ Les facteurs économiques,
 - ✓ La sécurité d'approvisionnement et la facilité d'exploitation,
 - ✓ Les possibilités d'adaptation au réseau,
 - ✓ Les possibilités d'inscription harmonieuse dans le site.

V.2.3. Emplacement des réservoirs

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème délicat à résoudre. Pour cela nous sommes amenés à tenir compte des certaines considérations techniques et économiques suivantes :

- ✓ Il est préférable que l'emplacement puisse permettre une distribution gravitaire, c'est-à-dire que la côte du radier doit être supérieure à la côte piézométrique maximale dans le réseau.
 - ✓ Pour des raisons économiques, il est préférable que son remplissage se fasse gravitairement, c'est-à-dire le placer à un point bas par rapport à la prise d'eau.
 - ✓ L'implantation doit se faire aussi de préférence, à l'extrémité de la ville ou à proximité du centre important de consommation.
 - ✓ L'emplacement du réservoir doit être choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés.
-

V.2.4. Le réservoir d'arrivée de Chréa

Le réservoir d'arrivée de notre projet est un réservoir déjà existant et qui est en fonctionnement, c'est le réservoir de la localité de Chréa. Il est de type semi enterré et qui possède une capacité de stockage d'eau de 1000m³. Ce dernier est déjà en service, ou il reçoit les eaux à partir d'une station de reprise de Bouinane qui accumule les eaux des 04 forages. Il est responsable de l'alimentation en eau potable des localités de Chréa et Mellaha.

L'avantage que représente ce réservoir c'est qu'il contient déjà les eaux de reprise qui sont de bonne qualité, et vue que nous avons trouvé que les eaux de notre source sont pauvres en élément minéraux, il sert de solution qui permet le mélange de nos eaux pauvres avec les eaux de reprise.

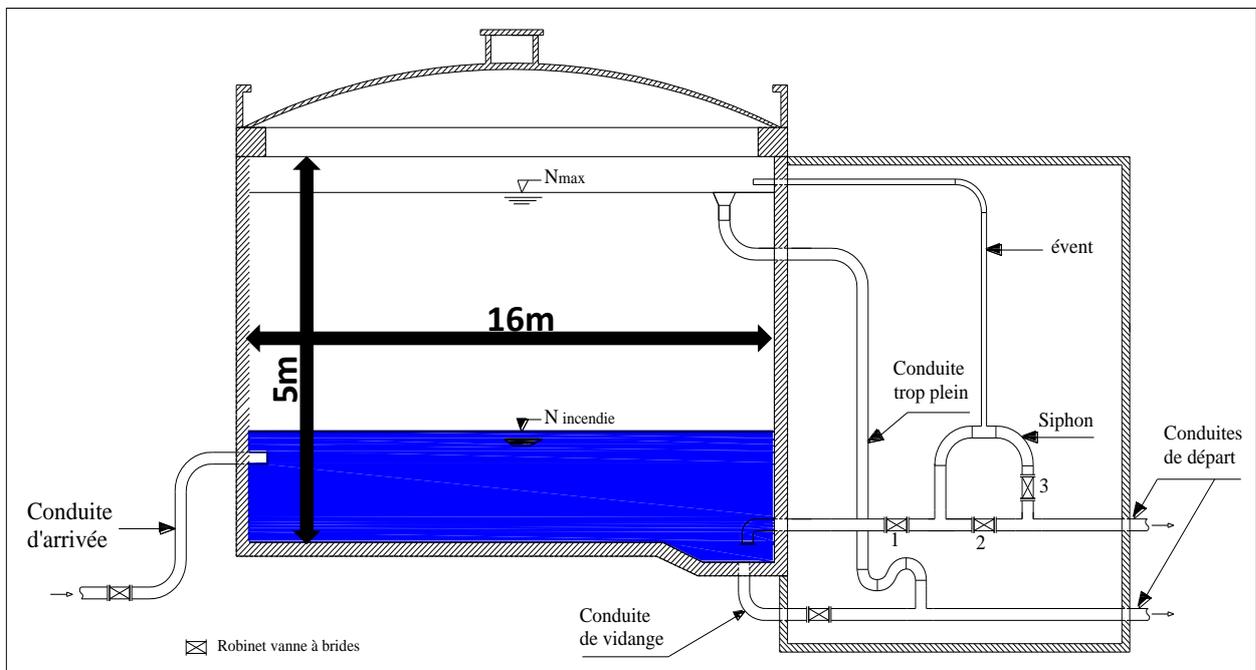


Figure V.2 schéma d'un réservoir.

V.2.5. Les brise-charges :

Le brise charge est un mini réservoir qui a pour rôle de casser la pression. Ils sont souvent utilisés pour régler les problèmes des grandes pressions

A travers notre étude, nous avons conclu que nous aurons besoin de 06 brise charges pour régularisé la pression dans notre conduite.

A. Dimensionnement des brises charge :

Le débit qui circule dans l'adduction est le même donc le dimensionnement des 06 brises ce fait de la même façon avec la formule suivante :

$$V_{BC} = Q_t * t_{sej} \quad \dots (V.1)$$

Q_t : débit totale ($Q_t=34,5 \text{ l/s} = 126 \text{ m}^3/\text{h}$).

t : le temps de séjour ($t = 0.1$ heures on prend un temps de séjour faible pour préserver la qualité des eaux)

Application numérique : $V_{BC} = 126 * 0,1 = 12,6\text{m}^3 \quad \dots (V.2)$

B. Sections des brise-charges :

Puisque le débit n'est pas important et il n'est pas destiné directement pour l'alimentation des agglomérations, donc nous choisissons une surface rectangle de mêmes dimensions pour tous les 06 brise-charges.

On a le volume calculé égale à $12,6\text{m}^3$ on prend une valeur majoré qui est 15m^3 .

Le volume de la cuve est donné par la formule :

$$V = S * H. \quad \dots (V.3)$$

$$S = L * l. \quad \dots (V.4)$$

V : volume de brise-charges.

H : la hauteur.

S : la surface.

L : la longueur.

l : la largeur.

Application numérique : On prend la hauteur $H=2,5\text{m}$.

$S = 15/2,5 = 6\text{m}^2$.

$L=3\text{m}$ et $l=2\text{m}$.

V.3. Les stations hydro-électriques :

V.3.1. Généralités : (voir référence [3])

A. Station hydroélectrique :

Une station hydroélectrique est une usine où l'on produit de l'électricité en utilisant l'eau comme force motrice pour faire tourner des turbines qui entraînent à leur tour des alternateurs. Les centrales hydroélectriques produisent environ le quart de l'électricité consommée dans le monde.

B. Force de l'eau :

Les meuniers ont été parmi les premiers à exploiter la force motrice de l'eau, il y a plusieurs milliers d'années, pour produire de l'énergie mécanique. Les moulins, construits au bord des cours d'eau, étaient en effet dotés d'une roue à aubes qui, entraînée par le courant, actionnait une meule servant à transformer le grain en farine.

Pour que la force motrice de l'eau soit suffisante pour faire tourner la turbine d'une centrale hydroélectrique, il faut que le débit du cours d'eau soit assez important et que sa hauteur de chute soit assez élevée. Le débit correspond au volume d'eau qui s'écoule pendant une période donnée, en général une seconde. La hauteur de chute est la différence d'élévation entre un point en amont (la prise d'eau) et un point en aval (le canal de fuite). Plus la hauteur de chute est importante, plus l'eau descend rapidement et exerce de la force sur la turbine. C'est pourquoi on construit des ouvrages de retenue sur certains cours d'eau afin d'accroître la hauteur de chute de ceux-ci.

C. L'hydroélectricité :

L'hydroélectricité est l'une des meilleures filières de production. En effet, l'analyse de son cycle de vie complet montre que l'hydroélectricité émet très peu de gaz à effet de serre.

D. Groupe turbine-alternateur :

Le rôle de la turbine est de transformer l'énergie de l'eau, de la vapeur ou du vent en énergie mécanique, de manière à faire tourner un alternateur. L'alternateur, à son tour, transforme l'énergie mécanique en énergie électrique. Dans le cas des centrales hydroélectriques, on appelle groupe turbine-alternateur la turbine et l'alternateur qui fonctionnent ensemble.

E. Types de turbines :

Turbine hydraulique est un moteur convertissant l'énergie hydraulique massique de l'eau en énergie mécanique

- Turbines à réaction : Turbines transformant l'énergie de pression et l'énergie cinétique en énergie mécanique. Sa roue est entièrement immergée et son bâti doit être capable de supporter la pression de service.

- Turbines à action : Turbines dans lesquelles toute l'énergie hydraulique massique est transformée en énergie cinétique avant d'entrer en contact avec la roue. Celle-ci est entièrement dénoyée.

F. Caractéristiques d'une turbine :

Le tableau suivant résume les types de turbines les plus connues et leurs caractéristiques :

Tableau V.1 les caractéristiques des turbines hydrauliques. (Voir référence [4])

Le modèle de la turbine	Type de turbine	Débit et hauteur de la chute	caractéristiques
Turbines Pelton	Turbines à action	ΔZ : dès 60 m Débits « faibles »	<ul style="list-style-type: none"> • De 1 à 6 injecteurs • Grande flexibilité relativement aux variations de débit • Rendement élevé • Bonne protection contre les coups de béliers
Turbines Francis	Turbines à réaction	ΔZ : de 25 à 350 m Débits « moyens »	<ul style="list-style-type: none"> • Faible flexibilité relativement aux variations de débit • Rendement élevé • Roue à aubes fixes • Récupération de l'énergie cinétique restante en sortie de roue importante
Turbines Kaplan	Turbines à réaction	ΔZ : de 2 à 40 m Débits « élevés »	<ul style="list-style-type: none"> • Forte flexibilité relativement aux variations de débit et de chute • Rendement élevé • Récupération de l'énergie cinétique restante en sortie de roue importante

V.3.2. Choix de la turbine :

Notre adduction est caractérisée par une grande chute d'eau et un faible débit donc la turbine la plus adaptée pour notre cas c'est la turbine de PELTON.

Pour chaque tronçon la pression avant les brise-charges est d'environ 120m avec un débit constant de 34,5l/s donc on apte pour le même type de turbine qui est la turbine de Pelton à axe verticale à un seul jet.

La procédure de choix de type de turbine est expliquée dans la figure V.2. (Voir référence [5])

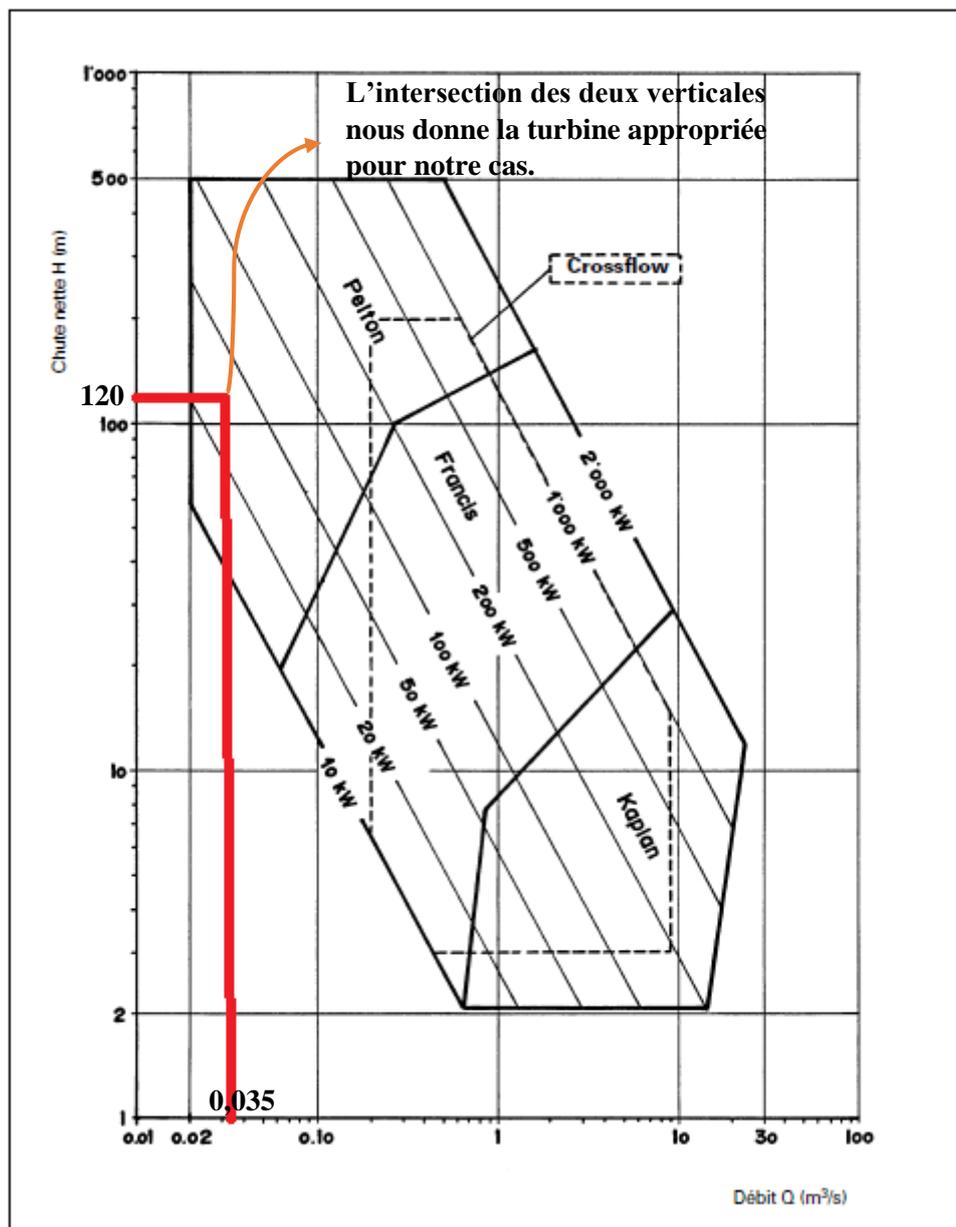


Figure V.3 : Domaine d'utilisation des différents types de turbines (chutes nettes, débits, puissances)

On va implanter des mini stations hydro-électriques avant chaque brise-charges projeté lors de notre adduction afin de bénéficier de l'énergie hydraulique et la transformer en énergie électrique par l'intermédiaire de la turbine de PELTON.

V.3.3. La production de l'énergie électrique : (Voir référence [6]).

A. La puissance mécanique :

La connaissance du rendement de la turbine permet de calculer la puissance mécanique :

$$P_{mec} = \eta_t * P_{hyd} \quad \dots (V.5)$$

$$P_{mec} = \eta_t * Q_t * H_n * \rho * g \quad \dots (V.6)$$

Avec :

P_{mec} : la puissance mécanique.

P_{hyd} : la puissance hydraulique.

η_t : le rendement de la turbine (pour les turbines Pelton il est de 84 jusqu'à 90 *voir annexe)

Q_t : débit totale.

H_n : la chute d'eau nette.

ρ : la masse volumique de l'eau.

g : l'accélération de la pesanteur.

B. Les générateurs :

La puissance mécanique est transformée en puissance électrique par un générateur de courant. Il est mis en rotation par la turbine ; en général par un accouplement direct ou par un système de transmission.

❖ Il existe deux types de générateurs

– asynchrone : généralement utilisé en parallèle avec le réseau ;

– synchrone : généralement utilisé en îlot.

(Il est également possible d'utiliser des moteurs comme génératrice asynchrone. Bien que leurs caractéristiques soient moins bonnes, le prix avantageux rend parfois leur utilisation tout à fait intéressante.)

❖ Le rendement des générateurs

La transformation de la puissance mécanique en puissance électrique entraîne des pertes.

Comme pour les turbines, une partie de la puissance est dissipée sous forme de bruit et de chaleur.

Le rendement d'un générateur est défini comme $\eta_g = P_{mec} / P_{el}$

Le rendement des générateurs varie avec la puissance et donc avec le débit. Cependant, cette variation est moindre que pour les turbines.

Valeurs indicatives pour les rendements des générateurs :

Tableau V.2 les valeurs indicatives pour les rendements des générateurs.

P _{él} [kW]	η _{gmax}
1 à 5	80% - 85%
5 à 20	85% - 90%
20 à 100	90% - 95%
>100	95%

C. La puissance électrique

C'est la puissance directement disponible aux bornes du générateur.

Elle se calcule en introduisant le rendement du générateur.

$$P_{el} = \eta_g * P_{mec} \quad \dots (V.7)$$

Puis avec :

$$P_{el} = \eta_g * \eta_t * Q_t * H_n * \rho * g \quad \dots (V.8)$$

La puissance électrique instantanée dépend du débit de la turbine.

Application numérique :

$$P_{el} = 0,9 * 0,9 * 0,0345 * 120 * 9,81 = \mathbf{33 \text{ Kw}}$$

Donc chaque turbine va nous produire **33KW** ce qui nous donne une totalité de **198KW**.

Avec un simple calcul on estime le montant des revenus de la production de courant électrique à partir de ces 06 turbines en prenant une durée de fonctionnement moyenne de 16/24h et un prix unitaire de 4,9Da/Kwh (donnée par sonalegaz) on trouve :

$$\text{Montant} = 4,9 * 16 * 365 * 198 = 5665968 \text{ DA/an}$$

Les revenus de cette production vont couvrir une partie des coûts de production de l'eau par les forages.

D. Recommandation sur l'utilisation de cette énergie :

D'après les calculs les 6 stations hydro-électrique vont nous fournir 198KW qui est une énergie assez importante ;

Cette quantité d'énergie produit par les stations hydro-électrique on peut l'utiliser pour l'éclairage public de la route Bouinan-Chrea et pour renforcer les ressources en énergie électrique de la région.

On a une route de distance environ 30km. Pour une distance de 50m entre les poteaux d'éclairage publique nous aurons besoin donc de 20 poteaux (20lampes/kilomètre)

Les lampes utilisé généralement pour l'éclairage public ont une consommation de $75W=0.075KW$.

Application numérique : $C_{él}=0,075*20* 30=45KW$

V.4. Conclusion :

Pour préserver notre source nous avons proposé un aménagement en digue, cette digue a double intérêts, le premier est de ralentir l'écoulement et assurer l'accumulation de l'eau, le deuxième est la préservation de la qualité d'eau en filtrant l'eau.

Nous avons pu dimensionner les 06 brise-charges en adoptant une forme rectangulaire et un volume identique pour tous les brise-charges.

La production de l'énergie électrique à partir de notre adduction est réalisable avec l'implantation de 06 mini stations hydroélectriques, ces stations produisent 198KW (un montant de **5665968DA/an**), cette quantité suffira pour alimenter, en énergie électrique, toute la route Bouinan-Chréa.

CHAPITRE VI :
MANAGEMENT DE
PROJETS

L'importance économique de l'ensemble des ouvrages hydrauliques sera pour une part, fonction d'une organisation qui consiste à la détermination, la coordination et à la mise en œuvre des moyens nécessaires pour la réalisation et l'exécution des travaux dans les meilleures conditions et dans les plus brefs délais.

VI.1. Pose de canalisation :

Les canalisations sont généralement posées en tranchée, à l'exception de certain cas où elles sont posées sur le sol à condition qu'elles soient rigoureusement entretenues et protégées.

VI.1.1.Principe de pose des canalisations :

Le principe de pose de la canalisation est pratiquement le même pour toutes les conduites. Par contre le mode de pose varie d'un terrain à l'autre, ceci dans le but de diminuer l'effet des différentes contraintes agissant sur la canalisation. En principe pour permettre un écoulement naturel des eaux d'infiltration, la pose de canalisation s'effectue à partir des points hauts. Si la canalisation est posée en tranchée, celle-ci doit être suffisamment large (minimum 70 cm), de façon à permettre l'accès aux ouvriers pour effectuer le travail.

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

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

VI.1.2.Les actions reçues par les conduites

Les conduites enterrées sont soumises à des actions qui sont les suivantes :

- La pression verticale due au remblai ;
- La pression résultant des charges roulantes ;
- La pression résultant des charges permanentes de surface ;

- La pression hydrostatique extérieure due à la présence éventuelle d'une nappe phréatique ;
- Le tassement différentiel du terrain ;
- Action des racines des arbres.

VI.1.3. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire :

La canalisation est posée dans une tranchée ayant une largeur minimale de 70 cm.

Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur de 15 à 20 cm

Convenablement nivelé. Avant la mise en fouille, on possède à un triage de conduite de façon à écarter celle qui en subies des chocs, des fissures, ..., après cela on pratique la décente en lit soit manuellement soit mécaniquement d'une façon lente.

Dans le cas d'un soudage de joints, cette opération doit être faite de préférence en fond de tranchée en calant la canalisation soit avec des butés de terre soit avec des tronçons de madriers en bois disposés dans le sens de la longueur de la tranchée. Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des jointe doit toujours avoir lieu avec remblaiement. L'essai consiste au remplissage de la conduite par l'eau sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement Cette épreuve doit durer 30 min environ, la variation de niveau ne doit pas excéder 0,2 Bars.

Le remblaiement doit être fait par couche de 20 à 30 cm exempts de pierre et bien pilonné et sera par la suite achevé avec des engins.

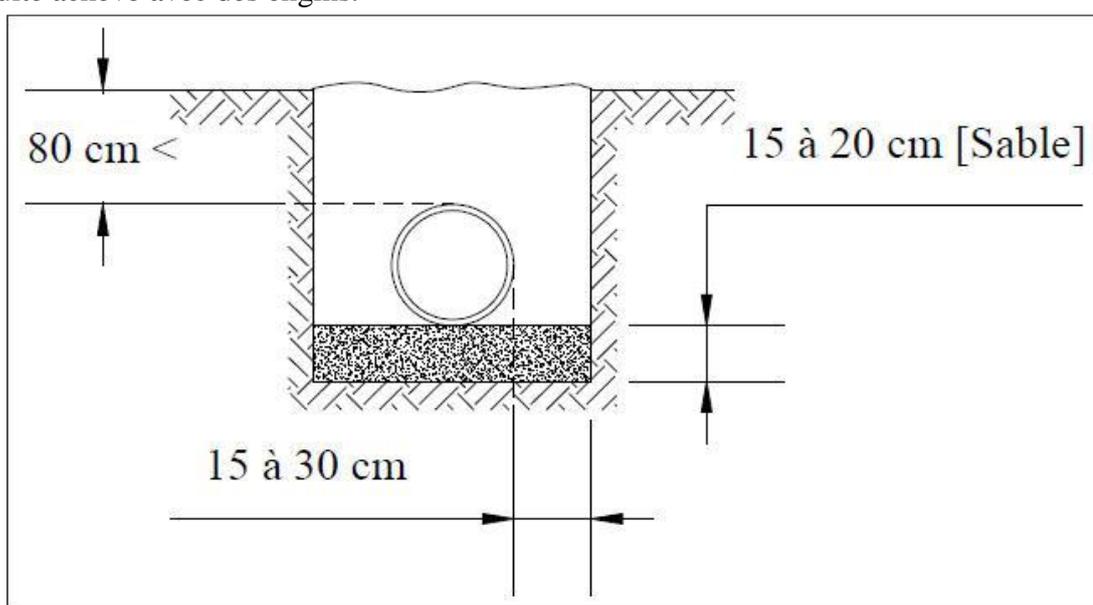


Figure VI.1 : pose de canalisation dans un terrain ordinaire

VI.1.4.Pose de canalisation dans un mauvais terrain :

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

A. Cas d'un terrain peu consistant :

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

B. Cas d'un terrain mouillé :

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

VI.1.5.Les Conduites en PEHD :

- Les tubes en PEHD se prêtent parfaitement à la pose en tranchée.
- Leur légèreté et leur mode d'assemblage rapide rendent la mise en œuvre plus aisée.
- La performance à long terme des conduites pression en PEHD dépend directement de la qualité de l'exécution et des matériaux utilisés à la pose du produit.
- Une surveillance compétente est recommandée à toutes les étapes.

La pose des canalisations est effectuée selon les opérations suivantes :

- Aménagement du lit de pose ;
- Introduction de canalisation dans les tranchées ;

A. Aménagement du lit de pose des conduites :

Avant la pose des conduites, on procèdera aux opérations suivantes :

- Eliminer les grosses pierres des déblais placés sur les côtes de la tranchée de façon à éviter leurs chutes accidentelles sur la canalisation une fois posée.
- Nivelier soigneusement le fond de la fouille pour que la pression soit constante entre les points de changement de pentes prévues.
- Etablir en suite le niveau du fond de la tranchée en confectionnant un lit de pose bien damé avec la terre meuble du sable et d'une couche maigre de béton, suivant la nature du terrain, le lit de sable est à une épaisseur d'environ 10cm.

B. Introduction de la canalisation :

La pose en enterré doit rester en accord avec le projet, cependant, la souplesse naturelle des canalisations (en PE) leur permet d'éviter l'utilisation de coudes lorsque les rayons de courbures du tracé sont compatibles avec les rayons de courbures des tubes PE.

Autrement la pose doit être faite de façon à respecter certaines recommandations :

- S'assurer au préalable qu'aucun corps étranger ne se trouve à l'intérieur de la tranchée et des tuyaux ;
- Nivelier soigneusement le fond de la tranchée en évitant les contres pentes ;
- Déposer la conduite au fond de la tranchée sans la laisser tomber moyennant des engins de levage ;
- De ne pas laisser les revêtements à endommager ;
- Vérifier l'alignement.



Figure VI.2 : pose des conduites en PE dans les tranchées

VI.1.6. Epreuve de joint et de canalisation :

Pour plus de sécurité l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement on l'effectue l'aide d'une pompe d'essai qui consiste au remplissage en eau de la conduite sous une pression de 1,5 fois. La pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement.

Cette épreuve doit durer 30 minutes environ où la variation ne doit pas excéder 0,2 bar.

VI.1.7. Remblaiement des tranchées :

Le remblayage des tranchées comporte en général 2 phases principales :

- Remblai d'enrobage ;
- Remblai supérieur ;

Comme la montre la figure VI.3

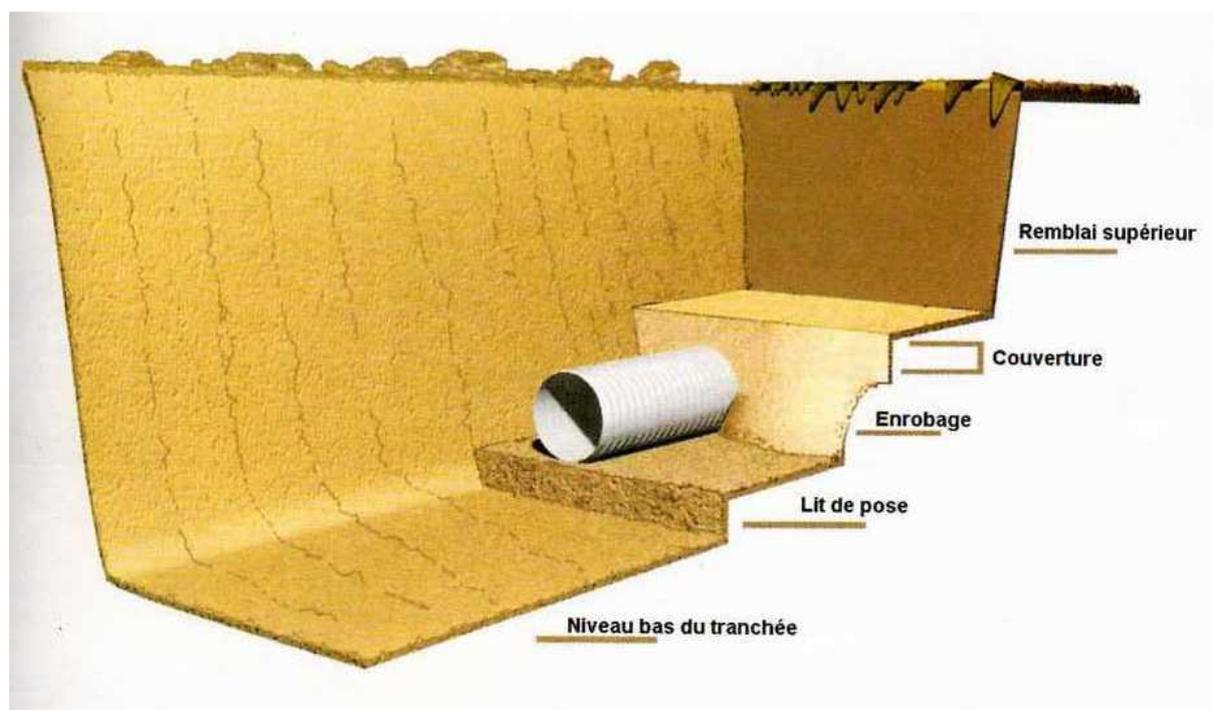


Figure VI.3 : schéma du remblai d'une tranchée.

VI.2. Organisation de chantier

Les étapes des différents travaux sur des chantiers de réalisation des adductions pour l'A.E. P sont :

- Implantation des tracés des tranchées sur le terrain ;
- Nivellement de la plate-forme de pose ;
- Excavation des tranchées ;
- Pose des conduites ;
- Epreuve de joint et de canalisation ;
- Remblaiement des tranchées.

VI.2.1. Implantation du tracé des tranchées sur le terrain

On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain avec des jalons placés en distances par des repères fixés où des bornes. La direction des axes et leurs extrémités sont ainsi bien déterminées.

VI.2.2. Nivellement de la plate-forme de pose

Le nivellement est la mesure des différences d'altitudes entre deux ou plusieurs points situés sur une pente uniforme. Le nivellement a pour but de définir le relief d'un terrain en fixant l'altitude d'un certain nombre de points toutes les côtes sont données par rapport à un niveau de base appelé plan de comparaison. Lorsque le terrain compte des obstacles on procède au nivellement par cheminement et par un simple calcul. On détermine la hauteur de chaque point ainsi la profondeur de tranchée en point.

VI.2.3. Décapage de la couche de terre végétale

Avant d'entamer l'excavation des tranchées, on doit tout d'abord commencer toujours par l'opération de décapage des terres végétales sur des faibles profondeurs. Le volume de la couche à décapier est donné par la formule suivante :

$$V_{cv} = L \cdot b \cdot e \quad \dots \dots \dots \text{(VI.1)}$$

- V_{cv} : volume de la terre décapée en (m³)
- L : longueur totale des tranchées en (m),
- b : largeur de la couche végétale en (m),
- e : épaisseur de la couche en (m), $e = 10$ cm

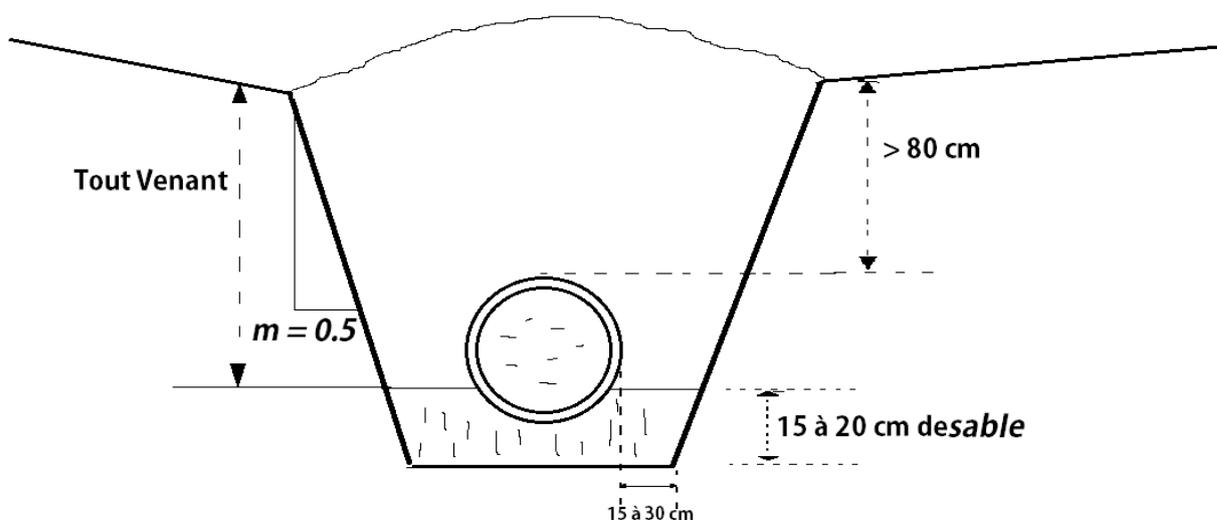


Figure VI.3 : Pose de conduite en tranché dans un terrain ordinaire

Il y a plusieurs cas pour le talus des tranchés on peut avoir des tranchés verticales et des tranchés à talus, on peut aussi rencontrer des cas où il faut approfondir plus la tranchée ce qui nous oblige à faire du blindage pour éviter l'effondrement des fouilles de tranchée (pour une profondeur supérieure à 1.8m).

VI.2.6. Le volume des déblais

A. Largeur de la tranchée

La largeur de la tranchée doit permettre une pose correcte ; faciliter la tâche et aussi permettre le compactage du remblai.

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite. On laisse 30 cm d'espace de chaque côté de la conduite.

$$b = D + 0,6 \text{ m.} \quad \dots \dots \text{(VI.3)}$$

Avec : b : largeur de la tranchée (m)

D : diamètre de la conduite (m).

B. Choix du coefficient du talus

Pour garder la stabilité du talus de la tranchée durant les travaux de pose des conduites on définit le coefficient du talus. Qui est en fonction de la profondeur de la tranchée et de la nature du sol.

Tableau VI.1 : Choix du coefficient du talus.

sols	profondeur de la tranchée	
	jusqu'à 1,5 m	jusqu'à 3m
sable	m=0,5	m=1
limon sableux	m=0,25	m=0,67
limon argileux	m=0	m=0,5

Dans notre cas le sol est limon argileux.

C. Section de la tranchée

Les sections des tranchées sont de forme trapézoïdale dont l'aire est :

$$Str = H_{tr} \times b + m \times H_{tr}^2 \dots \dots \dots (VI.4)$$

- Htr : profondeur totale de la tranchée (m) ;
- b : largeur du fond du tranchée (m) ;
- m : coefficient du talus.

D. Volume à excaver

Le volume d'excavation est : $VD = St.L = (b.Htr).L \dots \dots \dots (VI.5)$

- VD : Volume du déblai (m3)
- St : La section du tranché (m2).
- L : La longueur du tranché (m).
- b : La largeur de la tranché (m).
- Htr : La hauteur du tranché (m).

Tableau VI.2 : Calcul du volume du déblai

Dexterieur (mm)	L (m)	B (m)	Htr (m)	SD (m2)	V Déblai (m3)	V Décapage (m3)
200,00	8 753,00	0,80	1,50	1,95	17 068,35	1 400,48
Volume total					17 068,35	1 400,48

E. Détermination de la capacité du godet

A travers ce volume calculé, nous déterminons la capacité du godet pour notre pelle.

Tableau VI.3 Capacité du godet en fonction du volume de terrassement

Volume du terrassement par une pelle (m3)	≤10000	≥10000	>20000	>100000
capacité du godet (m3)	0.25-0.35	0.5-0.65	1-1.25	1.5

Comme le volume total est supérieur à 10 000 m3, on opte pour une pelle avec une capacité du gobet égale à 0.5 m3.

F. Rendement d'exploitation de la pelle choisie

Le rendement de la pelle est donné par la relation :

$$R_p = \frac{3600 \times q \times K_R \times K_t}{T_c \times K_f} \quad (m^3/h) \quad \dots \dots \dots \text{(VI.6)}$$

Avec :

- q : capacité du gobet 0.25m3.
- Kr : coefficient de remplissage du gobet Kr = 0,8 - 0,9 on prend Kr = 0,8
- Kt : coefficient d'utilisation du temps dépend de la nature du sol et de l'habilité du Conducteur : varie entre (0,7- 0,9) ,on prend Kt = 0,8
- Kf : coefficient de foisonnement du sol Kf = 1,2.
- Tc : la durée d'un cycle de remplissage du gobet Tc= (15-30) s, on prend Tc = 25 s.

AN :

$$R_p = \frac{3600 \times 0.5 \times 0,8 \times 0,8}{25 \times 1,2} = 38.4m^3 / h$$

Si on prend une durée de travail de 8 heures par jour R p = 307.2 m3/j.

VI.2.7. Le volume des remblais

Le volume des remblais est : $VR = SR \cdot L \dots \dots (VI.7)$

La surface de remblai est : $SR = S D - S c - S s \dots \dots (VI.8)$

Avec :

$S D$: surface du déblai (m²)

$S c$: surface de la conduite (m²)

$S s$: surface du lit de sable (m²).

Le calcul de volume de remblai est représenté dans le tableau.

Tableau VI.4 Calcul du volume du remblai

D (mm)	L (m)	Sc(m ²)	Ss(m ²)	SD(m ²)	SR(m ²)	VR(m ³)
200,00	8 753,00	0,0079	0,16	1,95	1,78	15 599,16
Volume total						15 599,16

*D'après ce tableau, le volume total du remblai est de 15 599.16 m³.

VI.2.8. La durée d'excavation

Connaissant le volume de terre à excaver et le rendement de l'engin le temps d'exploitation sera :

$$T = \frac{V}{R_p} = \text{jours} \dots \dots (VI.9)$$

V : volume du sol excavé (m³) .

R_p : capacité du godet en jour (m³/jour)

AN :

$$T = \frac{115\,599.16}{307.4} = 51 \text{ jours}$$

VI.2.9. Le compactage

Le compactage ou tassement des sols est l'augmentation de leur densité apparente résultant de l'application d'une charge sur ces derniers.

Pour cette opération on utilise un compacteur à rouleau lisse.

VI.2.10. Elaboration Du Planning D'exécution Des Travaux

Un projet comporte un nombre de tâches plus ou moins grand à réaliser dans les délais impartis et selon un agencement bien déterminé.

Le diagramme de GRANTT est un planning présentant une liste de tâches en colonne et en abscisse l'échelle de temps retenue.

La mise en œuvre de technique de planification nécessite que :

- Les tâches soient identifiées.
- Les tâches soient quantifiées en termes de délais, de charges ou de ressources
- La logique de l'ensemble des tâches ait été analysée.

On peut aussi suivre les étapes suivantes :

- La collecte des informations.
- La décomposition du projet.
- La définition des relations entre les tâches.
- Attribution des durées.
- Construction du diagramme.

VI.2.11. Planification des travaux

Les principales opérations à exécuter sont :

- A. Décapage de la couche de terre végétale.
- B. Piquetage
- C. Exécution des tranchées et des fouilles pour les vannes.
- D. Aménagement du lit de pose.
- E. La mise en place des canalisations en tranchée

F. Assemblage des tuyaux

G. Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et joints.

H. Remblai des tranchées.

I. Travaux de finition.

La détermination du délai de la réalisation est représentée dans le tableau VI.5

Tableau VI.5 Détermination du délai de la réalisation

OPERATION	TR(jours)	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	33	0	33	0	33	0
B	17	33	50	33	50	0
C	45	50	95	50	95	0
D	51	95	146	95	146	0
E	35	95	130	111	146	16
F	15	95	110	131	146	36
G	21	95	116	125	146	30
H	20	146	166	146	166	0
I	35	166	201	166	201	0

TR : temps de réalisation.

MT : marge totale.

DCP : date de commencement au plutôt.

DFP : date de finition au plutôt.

DCPP : date de commencement au plus tard

DFPP : date de finition au plus tard.

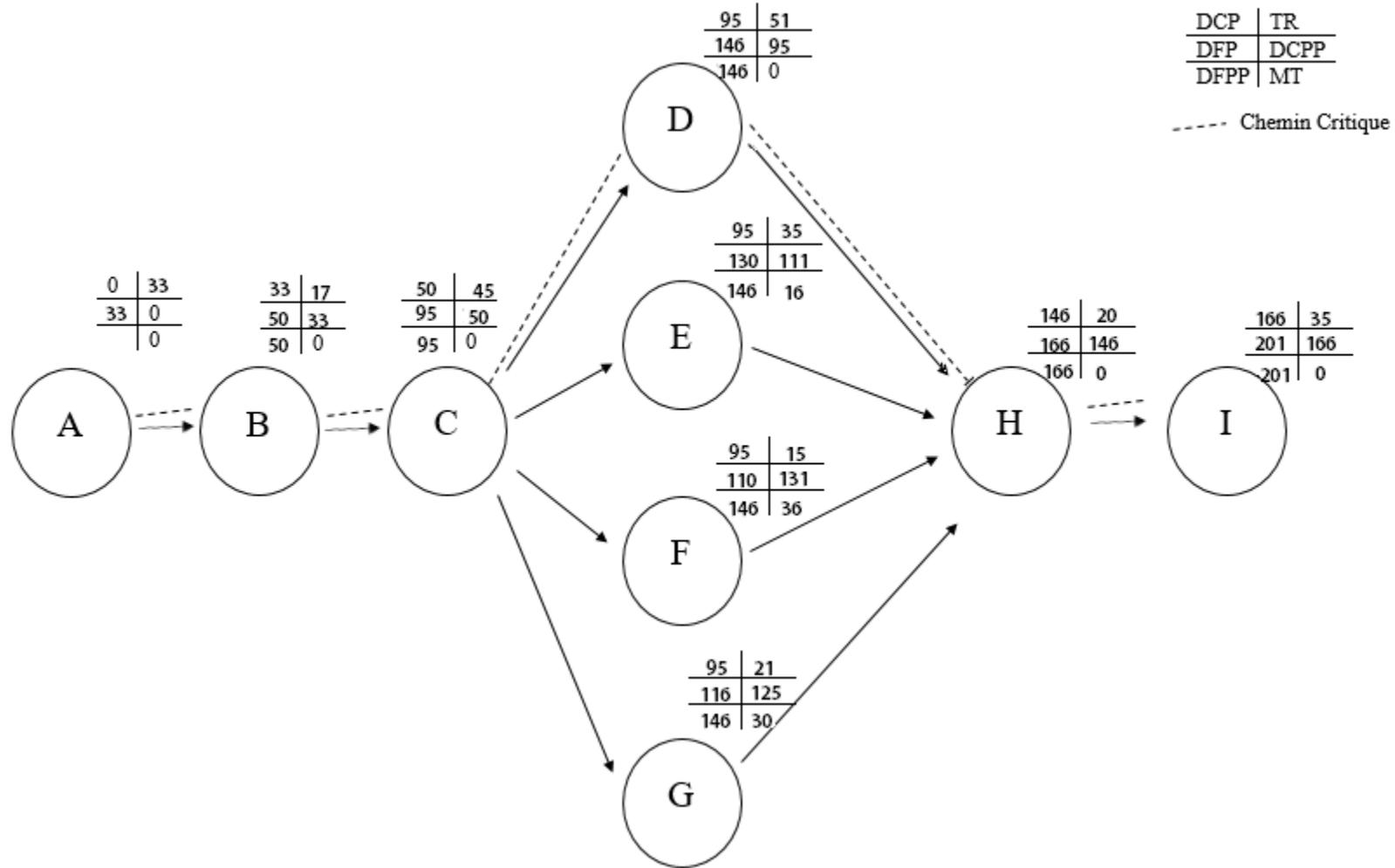


Figure VI.4 Réseau à nœud

Tableau VI.6 Planning des travaux (Diagramme de Grantt)

Opération	Jours					Observation
	0	50	100	150	200	
Décapage de la couche de terre végétale	33					
Piquetage		17				
Exécution des tranchés		45				
Aménagement du lit de pose			51			
La mise en place des conduites			35			
Assemblage des tuyaux			15			
Les essais d'étanchéité			21			
Remblaiement des tranchés				20		
Travaux de finition					35	

D'après les figures VI et la table VI.6 :

Les chemins critiques : A-B-C-D -H-I $\sum TR = 201$ jours.

La durée totale du projet est de 201 jours, cette durée peut être diminuée si on utilise plusieurs engins en même temps.

VI.3. Evaluation du projet

Cette évaluation consiste à déterminer les quantités de toutes les opérations effectuées sur le terrain pour la réalisation du projet, ensuite les multiplier par le prix unitaire correspondant, et enfin, on trouve le coût total du projet.

VI.3.1. Devis estimatif d'établissement de l'adduction.

Tableau VI.7 Devis estimatif de l'établissement de la conduite d'adduction et les stations hydroélectrique et les brise-charges.

Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1- terrassement				
Décapage	m3	1 400,48	300,00	420 144,00
Déblais	m3	1768,35	300,00	530 505,00
Pose de lit du sable	m3	1 400,48	1 200,00	1 680 576,00
Remblaiement des tranchées avec du tout venant	m3	1 599,16	300,00	479 748,00
Évacuation des déblais excédentaires	m3	450,00	200,00	90 000,00
2- transport et pose de canalisations				
Conduite ø 200	ml	8 753,00	1 931,48	16 906 244,44
3- Station hydroélectrique				
Géni civile	-	6	1 441 666,00	8 649 996,00
Equipements	-	6	2 546 397,00	15 278 380,00
4 - Brise charge				
Génie civil	-	6	3 000 000	18 000 000,00

VI.3.2. Devis global

Tableau V.7 Devis estimatif global

Nature des charges	Charges en DA
Terrassement	3 200 973,00
Conduites	16 906 244,44
Stations hydro-électriques	23 928 376,00
Brise-charges	18 000 000,00
Totale HT	62 035 593,00
TVA 17%	10546050,81
TOTALE TTC	72 581 643,00

VI.4. Conclusion

Pour une réussite totale du projet, l'organisation du chantier ne doit subir aucune défaillance à la fois technique ou humaine.

Nous avons pu, grâce au diagramme établi et par les formules, déduire une durée de réalisation de la conduite d'amenée et de refoulement de 201 jours.

Le cout total s'élève à soixante-douze millions cinq cent quatre-vingts mille six quarante-trois de dinars algériens,

Malgré les avantages de notre projet il faut admettre qu'il est très onéreux et couteux par rapport à la quantité d'eau collectée, pour cela on doit amortir l'investissement par le biais de l'exploitation du gisement d'électricité fournie par les turbines.

Conclusion générale

La source de Marmoucha peut être la solution pour satisfaire l'accentuation de la demande en eau potable de la commune de Bouinan.

L'étude hydrogéologique a montré que notre source est pérenne, malgré les perturbations constatées des débits mensuels qui se varient entre 5 et 35 l/s.

Les eaux de la source de Marmoucha sont de bonne qualité avec une bonne composition chimique et de nature carbonatée calcique, mais ces eaux sont pauvres en minéraux pour cela une recommandation a été proposée dans ce sens qui est de mélanger ces eaux avec les eaux des forages.

Le dimensionnement de la conduite d'adduction, et l'étude des variantes sont basé sur une simulation par le logiciel EPANET. Concernant le choix de matériau de notre canalisation nous avons opté pour une conduite en PEHD avec un diamètre de 200mm et une pression nominale de 16bars. Six brises charges sont placées tout en long de la canalisation pour casser la pression qui est élevée à cause du grand dénivelé entre le captage et le réservoir d'arrivée.

Afin de bénéficier de la charge disponible nous avons projeté six (06) mini stations hydroélectriques qui fonctionnent avec des turbines de types Pelton (un seul jet à axe verticale), qui peuvent produire jusqu'à 32Kwh/turbine.

D'un point de vue économique, le coût de ce projet est très élevé par rapport au volume des eaux collectées et donc un amortissement par une exploitation de gisement de production d'électricité est recommandé.

Vue le tarif d'un mètre cube, la production par l'exploitation des eaux superficielles est plus rentable par rapport à celle des forages, en plus ça va permettre de préserver les nappes souterraines qui souffre d'une exploitation extensive.

ANNEXES

ANNEXE 1 :

La variation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant.

Heures	Nombre d'habitants				Agglomération rurale
	< à 10000	10000 à 50000	50000 à 100000	> à 1000000	
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	5.20	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	6
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	7	5	4.4	4.6	8.5
13-14	7	5	4.1	4.55	6
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	5
15-16	4.5	6	4.4	4.7	5
16-17	5	6	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	5	4.5	4.4	6
19-20	5	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
Total	100	100	100	100	100

ANNEXE 2: Prix et épaisseurs des conduites.

UNITE TUBE

GAMME DE PRIX

TUBES PEHD EAU (PE80 & PE100)

(Prix Valable à compter du : 01 AVRIL 2010)

Selon la Norme ISO 4427

TUBES PEHD : PN 06					
CODE	Diam Ext	EP(mm)	Prix HT (DA/ML)	Prix TTC (DA/ML)	
-	Ø20	-			PE80
P3513001	Ø25	-	38,22	42,48	PE80
P3513006	Ø32	-	48,28	68,87	PE80
P3513009	Ø40	2	94,6	78,88	PE80
P3513012	Ø50	2,4	98,25	114,95	PE80
P3513015	Ø63	3	100,25	137,49	PE80
P3513018	Ø75	3,6	225,21	263,49	PE80
P3513022	Ø90	4,3	296,03	346,36	PE100
P3513025	Ø110	4,9	357,86	418,7	PE100
P3513040	Ø125	-	473,08	553,5	PE100
P3513030	Ø160	5,8	770,35	901,89	PE100
P3513044	Ø200	7,2	1163,39	1361,17	PE100
P3513059	Ø250	9,1	1950	2231,5	PE100
P3513042	Ø315	11,4	3080	3603,6	PE100
P3513039	Ø400	14,5	5134,24	6007,06	PE100
P3513051	Ø500	19,1	6938,13	8117,61	PE100
P3513052	Ø630	24,1	12682,5	14038,83	PE100

TUBES PEHD : PN 10					
CODE	Diam Ext	EP(mm)	Prix HT (DA/ML)	Prix TTC (DA/ML)	
P3513000	Ø20		28,07	34,01	PE80
P3513004	Ø25	2,5	38,28	44,79	PE80
P3513007	Ø32	2,5	55,48	64,91	PE80
P3513010	Ø40	3	94,1	98,48	PE80
P3513013	Ø50	3,7	138,26	158,28	PE80
P3513016	Ø63	4,7	209,68	245,34	PE80
P3513019	Ø75	5,6	300,5	351,59	PE80
P3513023	Ø90	5,4	359,09	420,14	PE100
P3513026	Ø110	6,6	540,5	632,39	PE100
P3513028	Ø125	7,4	680,13	772,36	PE100
P3513031	Ø160	9,5	1142,25	1336,43	PE100
P3513033	Ø200	11,9	1650,84	1931,48	PE100
P3513035	Ø250	14,8	2590	3036,15	PE100
P3513041	Ø315	18,7	4093,57	4789,47	PE100
P3513038	Ø400	23,7	6098,74	7837,53	PE100
P3513049	Ø500	29,7	10152,51	11878,44	PE100
P3513048	Ø630	37,7	15733,76	18411,38	PE100

TUBES PEHD : PN 16					
CODE	Diam Ext	EP(m m)	Prix HT (DA/ML)	Prix TTC (DA/ML)	
P3513002	Ø20	2,3	32,12	37,65	PE80
P3513003	Ø25	2,8	50,65	58,49	PE80
P3513005	Ø32	3,6	78,51	91,88	PE80
P3513008	Ø40	4,5	120,95	141,51	PE80
P3513011	Ø50	5,6	188,28	220,29	PE80
P3513014	Ø63	7,1	297,95	348,5	PE80
P3513017	Ø75	8,4	407,8	477,13	PE80
P3513020	Ø90	8,2	610,71	597,53	PE100
P3513021	Ø110	10	767,19	888,91	PE100
P3513024	Ø125	11,4	967	1132,44	PE100
P3513027	Ø160	14,6	1550	1828,3	PE100
P3513029	Ø200	18,2	2472	2892,94	PE100
P3513032	Ø250	22,7	3915	4463,55	PE100
P3513034	Ø315	28,6	5850	6844,5	PE100
P3513036	Ø400	36,3	9320	10904,4	PE100
P3513037	Ø500	45,4	14911	17445,87	PE100
P3513043	Ø630	57,2	23123,5	27054,5	PE100

TUBES PEHD : PN 20					
CODE	Diam Ext	EP(mm)	Prix HT (DA/ML)	Prix TTC (DA/ML)	
P3513101	Ø20	2,3	38,01	44,47	PEM0
P3513102	Ø25	3	53,29	62,35	PE100
P3513103	Ø32	3,6	82,22	96,2	PE100
P3513104	Ø40	4,5	128,15	149,94	PE100
P3513105	Ø50	5,6	200,7	234,82	PE100
P3513106	Ø63	7,1	338,73	396,31	PE100
P3513107	Ø75	8,4	447,36	623,4	PE100
P3513108	Ø90	10,1	637,09	733,7	PE100
P3513109	Ø110	12,3	948	1110,17	PE100
P3513110	Ø125	14	1202,75	1407,22	PE100
P3513111	Ø160	17,9	1947,58	2278,88	PE100
P3513112	Ø200	22,4	3121,79	3952,3	PE100
P3513113	Ø250	27,9	4846,33	5579,21	PE100
P3513114	Ø315	35,2	7588,88	8875,48	PE100
P3513115	Ø400	44,7	12110,03	14158,74	PE100
P3513054	Ø500	55,8	19053,81	22304,68	PE100
-	Ø630	-			PE100

ANNEXE 3: bulletin d'analyse de la source Marmoucha.

Demandeur				DRC					
Point d'eau				S60					
Date de prélèvement				24/04/2009					
Lieu				BULLETIN D'ANALYSE					
			Norme			Norme			Norme
			Potabilité			Potabilité			Potabilité
Calcium	mg/l	10	75 a 200 (journal official)	Silices (SiO ₂)	mg/l		Fer	mg/l	
Magnésium	mg/l	2	150 (J.O)	Nitrites (NO ₂)	mg/l	0.1 (J.O)	Manganèse	mg/l	
Sodium	mg/l	7	200 (J.O)	Ammonium (NH ₄)	mg/l	0.5 (J.O)	Plomb	mg/l	
Potassium	mg/l	0	20 (J.O)	N.T.Kjeldahl (NH ₄)	mg/l	1 (J.O)	Cuivre	mg/l	
Chlorures	mg/l	8	200 a 500 (J.O)	M.Organiques (NH ₄)	mg/l		Zinc	mg/l	
Sulfates	mg/l	8	500 (OMS 2006)	Phosphates (PO ₄)	mg/l	-	Chrome total	mg/l	
Bicarbonates	mg/l	37	500 (J.O)	D.C.O	mg/l		Cyanure	mg/l	
Carbonates	mg/l	0	-	D.B.O5	mg/l		Phénols	µg/l	
OH-	mg/l	0	-	M.E.S à 105°C	mg/l		Arsenic	mg/l	
pH		6,7	6.5-8.5 (J.O)	M.E.S à 600°C	mg/l		Fluor	mg/l	
C.E mmhos		0,1	2.8 (J.O)	Oxygène	mg/l		Iode	mg/l	
sidu Sec à 105	mg/l	72	1500 à 2000 (J.O)	Oxygène	%		Cadmium	mg/l	
TH	°F	3	10 a 50	Coliformes totaux	%		Nitrates	mg/l	0
TAC	°F	3	-	Coliformes Fécaux	%				50 (J.O)
TA	°F	0	-	Streptocoques	%				

ANNEXE 4 : Norme de potabilité selon le journal officiel

27 Rabie El Aouel 1427 26 avril 2006	JOURNAL OFFICIEL DE LA REPUBLIQUE ALGERIENNE N° 27	11
ANNEXE II CARACTERISTIQUES DE QUALITE DES EAUX DE SOURCE		
CARACTERISTIQUES	UNITE	CONCENTRATIONS
1. - Caractéristiques organoleptiques :		
Couleur	Mg/l de platine (en référence à l'échelle platine/cobalt)	au maximum 25
Odeur (seuil de perception à 25° C)	—	au maximum 4
Saveur (seuil de perception à 25° C)	—	au maximum 4
Turbidité	Unité JACKSON	au minimum 2
2. - Caractéristiques physico-chimiques liées à la structure naturelle de l'eau		
PH	Unité PH	6,5 à 8,5
Conductivité (à 20° C)	µs/cm	au maximum 2.800
Dureté	Mg/l de Ca CO ₃	100 à 500
Chlorures	Mg/l (Cl)	200 à 500
Sulfates	Mg/l (SO ₄)	200 à 400
Calcium	Mg/l (Ca)	75 à 200
Magnésium	Mg/l (Mg)	150
Sodium	Mg/l (Na)	200
Potassium	Mg/l (K)	20
Aluminium total	Mg/l	0,2
Oxydabilité au permanganate de potassium	Mg/l en oxygène	au maximum 3
Résidus secs après dessiccation à 180° C	mg/l	1.500 à 2.000
3. - Caractéristiques concernant les substances indésirables		
Nitrates	Mg/l de NO ₃	au maximum 50
Nitrites	Mg/l de NO ₂	au maximum 0,1
Ammonium	Mg/l de NH ₄	au maximum 0,5
Azote Kjeldahl	Mg/l en N ⁽¹⁾	au maximum 1
Fluor	Mg/l de F	0,2 à 2
Hydrogène sulfuré		Ne doit pas être décelable organoleptiquement
Fer	Mg/l (Fe)	au maximum 0,3
Manganèse	Mg/l (Mn)	au maximum 0,5
Cuivre	Mg/l (Cu)	au maximum 1,5
Zinc	Mg/l (Zn)	au maximum 5
Argent	Mg/l (Ag)	au maximum 0,05
4. - Caractéristiques concernant les substances toxiques		
Arsenic	Mg/l (As)	0,05
Cadmium	Mg/l (Cd)	0,01
Cyanure	Mg/l (Cn)	0,05
Chrome total	Mg/l (Cr)	0,05
Mercure	Mg/l (Hg)	0,001
Plomb	Mg/l (Pb)	0,055
Sélénium	Mg/l (Se)	0,01
Hydrocarbures polycycliques aromatiques (H.P.A) :		
* Pour le total des 6 substances suivantes :	µ g/l	0,2
Fluoranthène,		
Benzo (3,4) fluoranthène		
Benzo (1,1,2) fluoranthène		
Benzo ((3,4) pyrène		
Benzo (1,1,2) pérylène		
indeno (1,2,3 – cd) pyrène		
* Benzo (3,4) pyrène	µ g/l	0,01

(1) N de NO₃ et NO₂ exclus.

ANNEXE 5 : Norme de potabilité selon OMS 2006

Les lignes directrices de l'OMS en ce qui concerne la qualité de l'eau potable, mises à jour en 2006 sont la référence en ce qui concerne la sécurité en matière d'eau potable.			
Normes d'eau potable selon l'OMS			
Élément/ substance	Symbole/ formule	Concentration normalement trouvée dans l'eau de surface	Lignes directrices fixées par l'OMS
Aluminium	Al		0,2 mg/l
Ammonium	NH ₄ ⁺	< 0,2 mg/l (peut aller jusqu'à 0,3mg/l dans une eau anaérobie)	Pas de contraintes
Antimoine	Sb	< 4 µg/l	0.02 mg/l
Arsenic	As		0,01 mg/l
Amiante			Pas de valeur guide
Baryum	Ba		0,7 mg/l
Béryllium	Be	< 1 µg/l	Pas de valeur guide
Bore	B	< 1 mg/l	0.5mg/l
Cadmium	Cd	< 1 µg/l	0,003 mg/l
Chlore	Cl		Pas de valeur mais on peut noter un goût à partir de 250 mg/l
Chrome	Cr ⁺³ , Cr ⁺⁶	< 2 µg/l	chrome total : 0,05 mg/l
Couleur			Pas de valeur guide
Cuivre	Cu ²⁺		2 mg/l
Cyanure	CN ⁻		0,07 mg/l
oxygène dissous	O ₂		Pas de valeur guide
Fluorure	F ⁻	< 1,5 mg/l (up to 10)	1,5 mg/l
Dureté	mg/l CaCO ₃		200 ppm
Sulfure d'hydrogène	H ₂ S		0.05 à 1 mg/L
Fer	Fe	0,5 - 50 mg/l	Pas de valeur guide
Plomb	Pb		0,01 mg/l
Manganèse	Mn		0,4 mg/l
Mercure	Hg	< 0,5 µg/l	inorganique : 0,006 mg/l
Molybdène	Mb	< 0,01 mg/l	0,07 mg/l
Nickel	Ni	< 0,02 mg/l	0,07 mg/l
Nitrate et nitrite	NO ₃ , NO ₂		50 et 3 mg/l (exposition à court terme) 0.2 mg/l (exposition à long terme)

<u>Sélénium</u>	Se	< < 0,01 mg/l	0,01 mg/l
<u>Argent</u>	Ag	5 – 50 µg/l	Pas de valeur guide
<u>Sodium</u>	Na	< 20 mg/l	Pas de valeur guide
<u>Sulfate</u>	SO ₄		500 mg/l
<u>Etain inorganique</u>	Sn		Pas de valeur guide : peu toxique
TDS			Pas de valeur guide mais optimum en dessous de 1000 mg/l
<u>Uranium</u>	U		0.015 mg/l
<u>Zinc</u>	Zn		3 mg/l

Composés organiques

Groupe	Substance	Formule	Lignes directrices fixées par l'OMS	
Alcanes chlorés	Tétrachlorométhane	C Cl ₄	4 µg/l	
	Dichlorométhane	C H ₂ Cl ₂	20 µg/l	
	1,1-Dichloroéthane	C ₂ H ₄ Cl ₂	Pas de valeur guide	
	1,2-Dichloroéthane	Cl CH ₂ CH ₂ Cl	30 µg/l	
	1,1,1-Trichloroéthane	CH ₃ C Cl ₃	Pas de valeur guide	
Alcènes chlorés	1,1-Dichloroéthène	C ₂ H ₂ Cl ₂	Pas de valeur guide	
	1,2-Dichloroéthène	C ₂ H ₂ Cl ₂	50 µg/l	
	Trichloroéthène	C ₂ H Cl ₃	20 µg/l	
	Tétrachloroéthène	C ₂ Cl ₄	40 µg/l	
Hydrocarbures aromatiques	Benzène	C ₆ H ₆	10 µg/l	
	Toluène	C ₇ H ₈	700 µg/l	
	Xylènes	C ₈ H ₁₀	500 µg/l	
	Ethylbenzène	C ₈ H ₁₀	300 µg/l	
	Styrène	C ₈ H ₈	20 µg/l	
	Hydrocarbures aromatiques polynucléaires	C ₂ H ₃ N ₁ O ₅ P ₁ 3	Non mentionné	
Benzènes chlorés	Monochlorobenzène (MCB)	C ₆ H ₅ Cl	Pas de valeur guide	
	Dichlorobenzènes (DCBs)	1,2-Dichlorobenzène (1,2-DCB)	C ₆ H ₄ Cl ₂	1000 µg/l
		1,3-Dichlorobenzène (1,3-DCB)	C ₆ H ₄ Cl ₂	Pas de valeur guide
		1,4-Dichlorobenzène (1,4-DCB)	C ₆ H ₄ Cl ₂	300 µg/l

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] **Dr B.SALAH** « polycopie d'Alimentation en Eau Potable des Agglomérations», E.N.S.H.BLIDA.2014.

[2] **A.MOREL, M.** « Exercices de mécanique des fluides » Tome 2, Edition CHIHAB Eyrolles.Batna.Algérie.1994.

[3] www.hydroquebec.com

[4]. **Turbines hydrauliques .Office fédéral des questions conjoncturelles.**

[5] **A.MOREL, M.** « Exercices de mécanique des fluides » Tome 2, Edition CHIHAB Eyrolles.Batna.Algérie.1994.

[6] **Lechoix,le dimensionnement et les essais de réception d'une mini-turbine. Office fédéral des questions conjoncturelles.**