

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude de l'adduction des villes de Ain Beida et Oum El Bouaghi à partir du barrage réservoir de Ourkiss (w. Oum el Bouaghi).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0029-11

APA Citation (توثيق APA):

Saoudi, Ali (2011). Etude de l'adduction des villes de Ain Beida et Oum El Bouaghi à partir du barrage réservoir de Ourkiss (w. Oum el Bouaghi) [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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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، مقالات، دوريات، كتب....) و بثه على الخط.

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

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

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE

ARBAOUI Abdellah

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME

D'INGENIEUR D'ETAT EN HYDRAULIQUE

Option : Conception des Systèmes d'Alimentation en Eau Potable

THEME

**Etude de l'adduction des villes de Ain Beida et Oum
El Bouaghi à partir du Barrage réservoir de OURKISS
(W. Oum El Bouaghi)**

Présenté par :

M^r SAOUDI Ali

Promoteur :

M^r A.AMMARI

Devant le jury composé de :

Président : M^r B.SALAH

Examineurs: M^{me} W. MAHMOUDI

M^r A. HACHEMI

M^{me} S. BELLABAS

M^r M. BOUZIANE

Octobre 2011

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

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE

ARBAOUI Abdellah

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME

D'INGENIEUR D'ETAT EN HYDRAULIQUE

Option : Conception des Systèmes d'Alimentation en Eau Potable

THEME

**Etude de l'adduction des villes de Ain Beida et Oum
El Bouaghi à partir du Barrage réservoir de OURKISS
(W. Oum El Bouaghi)**

Présenté par :

M^r SAOUDI Ali

Promoteur :

M^r A.AMMARI

Devant le jury composé de :

Président : M^r B.SALAH

Examineurs: M^{me} W. MAHMOUDI

M^r A. HACHEMI

M^{me} S. BELLABAS

M^r M. BOUZIANE

Octobre 2011

Dédicace

Je dédie ce travail :

*Avant tout à mes chers parents Mohamed et Salima,
qui m'ont soutenus durant toutes ces années de
formation.*

A mon frère, BILAL

*A toutes mes sœurs, Amria, Khadidja et la petite
Amina.*

A toute ma grande famille

*A tous mes amis spécialement: Farouk, Yakoub, Yacine, Zineb,
Chahra et toute ma famille de l'E.N.S.H.*

*Et à toute la promotion 2010/2011
de l'hydraulique.*

A SAOUDI.

REMERCIEMENTS

*Au terme de ce modeste travail, je tiens à exprimer mon profond et mes vifs
remerciements:*

*Avant tout, je remercie DIEU pour m'avoir donné la force et la patience pour mener à terme
ce travail.*

A mes parents qui m'ont toujours encouragé et soutenu durant toutes mes études.

*Je m'adresse en premier lieu mes remerciements à mon promoteur
Mr AMMARI.A qui n'a pas hésité à m'encadrer et me suivre dans ce projet, et qui
m'accordé de son temps, de son savoir et de ces conseils.*

Aux membres du jury, pour avoir accepté de juger notre travail.

A tous les enseignants de l'ENSH

*Un grand remerciement également à M^r.REGHISS.R « BARCHICHE » pour m'avoir
soutenu durant mon P.F.E, pour m'avoir consacré beaucoup de temps et fait profité de son
expérience.*

*Merci à toute personne qui a contribué de près ou de loin a l'élaboration de ce projet, que ce
soit par son amitié, ses conseils ou son soutien moral.*

ملخص:

في اغلب الحالات تكون المصادر المائية الصالحة للشرب بعيدة عن السكان و من اجل هذا السبب يتوجب علينا أن نخطط لوضع قنوات لجر هذه المياه إلى الخزانات.

نتطرق في هذه المذكرة إلى دراسة شبكه قنوات لجر المياه وذلك لتزويد بلديه عين البيضاء و أم البواقي بالماء الصالح للشرب وذلك من خلال سد أوركيس بولاية أم البواقي وهذا لتلبية الضروريات الحياتية لهؤلاء السكان.

RESUME:

DANS LA PLUS PART DES CAS LES RESSOURCES EN EAU POTABLE SE TROUVENT LOIN DES AGGLOMERATIONS ET POUR CETTE RAISON L'ON EST OBLIGE DE PROJETER DES ADDUCTIONS POUR RAMENER L'EAU CHEZ LES CONSOMMATEURS.

DANS LE CADRE DE CE MEMOIRE DE FIN D'ETUDE ON FAIT UNE ETUDE D'UN RESEAU D'ADDUCTIONS POUR ALIMENTER LES COMMUNES DE AIN BEIDA ET OUM EL BOUAGHI A PARTIR DU BARRAGE « *OURKISS* » WILAYA DE OUM EL BOUAGHI DANS LE BUT DE SATISFAIRE LES BESOINS FUTURS DE CONSOMMATION DE CES AGGLOMERATIONS

SUMMARY:

IN MOST OF THE CASES, THE DRINKING WATER RESOURCES ARE FAR FROM THE URBAN AREAS AND FOR THIS REASON, ONE IS OBLIGED TO PROJECT CANALS TO BRING BACK WATER TO THE CONSUMERS. WITHIN THE FRAMEWORK OF THIS MEMOIR, ONE MAKES A STUDY OF A NETWORK OF CANALS TO FEED OUT DRINKING WATER THE AREAS OF AIN BEIDA AND OUM EL BOUAGHI STARTING FROM THE DAM OF “*OURKISS*” TO OUM EL BOUAGHI WITH THE AIM OF SATISFYING THE NEED FOR FUTURE CONSUMPTION OF THESE URBAN AREAS.

SOMMAIRE

LISTE DES TABLEAUX.

LISTE DES FIGURES .

LISTE DES PLANCHES.

NOMENCLATURE.

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

CHAPITRE I : REPRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Introduction.....	2
I.1) Buts de l'étude.....	2
I.2) Description de la zone d'étude.....	3
I.2.1) Caractéristique géo – climatique.....	3
I.2.2) Population et activité.....	5
I.2.3) Infrastructures routières.....	7
I.2.4) Infrastructures ferroviaires.....	7
I.3) Ressources en eau actuelles.....	7
I.3.1) Eaux superficielles.....	7
I.3.1.1) Qualité des eaux superficielles.....	8
I.3.2) Eaux souterraines.....	9
I.4) Alimentation actuelle en eau potable des villes du projet.....	9
I.4.1) Qualité des eaux souterraines.....	12
I.4.2) Synthèse du réseau d'adduction.....	14
I.5) Description du barrage d'Ourkiss.....	15
Conclusion.....	19

CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

Introduction.....	20
II.1) Evaluation de la Population future.....	20
II.2) Les besoins futurs pour chaque ville.....	21
II.2.1) Dotation.....	21
II.2.2) Besoins domestiques.....	21
II.2.3) Besoins Administratif Artisanat et petite industrie.....	22
II.2.4) Besoin de Grande industrie.....	23
II.2.5) Récapitulation de la consommation moyenne journalière.....	23
II.3) Détermination des consommations maximales et minimales journalière.....	24
II.3.1) Consommation maximale journalière ($Q_{max j}$).....	24
II.3.2) Consommation minimale journalière ($Q_{min j}$).....	25
II.4) Calcul de déficit de consommation.....	25
Conclusion.....	27

CHAPITRE III : ETUDE DE L'ADDUCTION

Introduction.....	28
III.1) Les conduites d'adduction.....	28
III.1.1) Généralité.....	28
III.1.2) Types d'adduction.....	28
III.2) Choix des matériaux.....	29
III.2.1) Les principaux matériaux utilisables.....	29
III.2.2) Les types des joints.....	31
III.2.3) Orientations du choix entre les divers matériaux et type de joints.....	32

III.2.4) Choix du diamètre et de la pression d'utilisation.....	34
III.3) Synthèse.....	35
III.4) Etude de l'adduction principale.....	36
III.4.1) Etude des variantes.....	36
III.4.1.1) Proposition de variantes.....	36
III.4.1.1.1) Présentation générale des variantes.....	36
III.4.1.1.2) Variante 1 – Adduction séparées.....	36
III.4.1.1.3) Variante 2 – Adduction avec Tronçon Commun.....	37
III.4.1.1.3.1) Tronçon commun.....	37
III.4.2) Calcul hydraulique.....	40
III.4.2.1) Méthode de calcul.....	40
III.4.2.1.1) Cas de refoulement.....	40
III.4.2.1.2) Cas gravitaire.....	43
III.4.3) Dimensionnement de l'adduction.....	43
III.4.3.1) Dimensionnement de la première variante (Adduction séparées).....	44
III.4.3.2) Dimensionnement de la deuxième variante (Adduction avec Tronçons Commun).....	50
III.4.3.2.1) Parties de refoulement.....	50
III.4.3.2.2) La partie gravitaire (R tampon vers la Station de pompage « au pt A »).....	55
III.4.4) Comparaison des variantes.....	56
Conclusion.....	56

CHAPITRE IV : CALCUL DES RESERVOIRS

Introduction.....	57
IV.1) Classification des réservoirs.....	57
IV.2) Emplacement des réservoirs.....	57
IV.3) Equipement des réservoirs.....	58
IV.3.1) Généralités.....	58
IV.3.2) Equipements d'intervention.....	58
IV.3.3) Equipements de nettoyage.....	58
IV.3.4) Equipements hydrauliques.....	58
III.4) Capacité de réservoirs.....	59
IV.5) Principe de calcul.....	59
IV.5.1) La méthode analytique.....	59
IV.5.2) Méthode graphique.....	60
IV.6) Dimensionnement des réservoirs du système d'adduction.....	61
IV.6.1) Calcul du volume du réservoir de Ain Béida et d'Oum El Bouaghi.....	62
IV.6.2) Calcul du diamètre du réservoir de Ain beida.....	63
IV.6.3) Calcul du diamètre du réservoir d'Oum El Bouaghi.....	64
IV.7) Equipement des réservoirs projetés.....	64
IV.7.1) Conduite d'arrivée.....	64
IV.7.2) Conduite de distribution.....	65
IV.7.3) Conduite de décharge ou de vidange.....	65
IV.7.4) Conduite de trop – plein.....	66
IV.7.5) By-pass.....	66
IV.7.6) Matérialisation de la réserve d'incendie.....	66
IV.8) Hygiene et securite.....	67
IV.9) Traversée des conduites dans les parois du réservoir.....	67

Conclusion.....	68
CHAPITRE V: ETUDE DU POMPAGE	
Introduction.....	69
V.1) Choix de la variante d'adduction par pompage et l'emplacement de la station de pompage.....	69
V.2) Choix du type de pompe.....	69
V.3) Couplage des pompes.....	70
V.4) Choix du nombre de pompes.....	70
V.5) Stations de Pompage.....	70
V.5.1) Station intermédiaire entre le barrage et la station de traitement.....	70
V.5.1.1) Données de base.....	70
V.5.1.2) Conception des équipements hydromécaniques.....	71
V.5.2) Stations de pompage SP1.....	71
V.5.2.1) Caractéristiques des équipements hydromécaniques.....	72
V.5.2.2) Conception des équipements hydromécaniques.....	72
V.5.3) Station de Surpression SP2.....	73
V.5.3.1) Caractéristiques des équipements hydromécaniques.....	73
V.5.3.2) Conception des équipements hydromécaniques.....	73
V.6) Courbes caractéristiques des pompes.....	74
V.7) Points de fonctionnement des pompes.....	76
V.7.1) Refoulement : SP 0 – Station de traitement.....	77
V.7.2) Refoulement : SP 1.....	79
V.7.3) Refoulement : SP – Réservoir de Ain Beida.....	81
Conclusion.....	83
CHAPITRE VI : POSE DES CONDUITES ET ESTIMATION DES AMENAGEMENTS	
Introduction.....	84
VI.1) Pose de canalisation.....	84
VI.1.1) Transport et stockage.....	84
VI.1.2) Profils de pose.....	85
VI.1.3) Changements de direction.....	89
VI.1.4) Pose des conduites à forte pente.....	89
VI.1.5) Pose des conduites en traversées des routes et voies ferrées.....	90
VI.1.6) Passage de ponts.....	90
VI.1.7) Accessoires.....	90
VI.1.7.1) Robinets vannes.....	90
VI.1.7.2) Clapets anti retour.....	91
VI.1.7.3) Ventouses.....	92
VI.1.7.4) Vannes de décharge.....	93
VI.1.7.5) Moyens anti – bélier.....	93
VI.1.7.6) By – pass.....	93
VI.1.7.7) Joints de raccordement.....	93
VI.1.7.8) Organes de mesure.....	94
VI.1.7.9) Organes de raccordement.....	95
VI.2) Protection des conduites contre le coup de bélier.....	96
VI.2.1) Phénomène du coup de bélier.....	96
VI.2.1.1) Définition.....	96
VI.2.1.2) Notions générales.....	96
VI.2.1.3) Risques dus aux coups de bélier.....	97

VI.2.2) Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier.....	98
VI.2.3) Calcul des réservoirs d'air.....	99
VI.2.3.1) Dimensionnement des réservoirs d'air.....	99
VI.3) Protection des conduites contre la corrosion.....	103
VI.3.1) Théorie.....	103
VI.3.2) Facteurs de la corrosion.....	104
VI.3.3) Moyens de lutte contre la corrosion.....	104
VI.3.4) Protection contre la corrosion de conduites de tuyaux en fonte ductile....	104
VI.4) Estimation des aménagements.....	105
Conclusion.....	107
Conclusion générale.....	108
ANNEXE	
ANNEXE N°I	
ANNEXE N°II	
ANNEXE N°III	
ANNEXE N°IV	

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : REPRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Tableau N°I.1 :	Situation démographique.....	5
Tableau N°I.2 :	Unités industrielles du secteur public (OEB).....	6
Tableau N°I.3 :	Unités industrielles du secteur Privé (OEB).....	6
Tableau N°I.4 :	Caractéristiques des eaux brutes du barrage de BENI HAROUN.....	8
Tableau N°I.5 :	Présentation des forages de Oum El Bouaghi.....	10
Tableau N°I.6 :	Présentation des réservoirs d'Oum El Bouaghi.....	10
Tableau N°I.7 :	Présentation du forage de Ain Beida.....	11
Tableau N°I.8 :	Présentation des réservoirs de Ain Beida.....	11
Tableau N°I.9 :	Caractéristiques des eaux brutes des forages de OUM EL BOUAGHI.....	12
Tableau N°I.10 :	Caractéristiques des eaux brutes des forages de AIN BEIDA.....	13
Tableau N°I.11 :	Synthèse des adductions disponibles.....	14
Tableau N°I.12 :	Ouvrages pour l'alimentation en eau potable et en irrigation.....	16
Tableau N°I.13 :	Résultat des analyses des prélèvements à partir du barrage d'Ourkiss.....	18

CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

Tableau N°II.1 :	Evaluation de la Population.....	20
Tableau N°II.2 :	Répartition de la dotation unitaire à l'horizon 2031.....	22
Tableau N°II.3 :	Estimation des Besoins domestique pour l'horizon (2011,2020,2031).....	22
Tableau N°II.4 :	Estimation des Besoins Administration, Artisanat et petite industrie pour l'horizon (2011,2020,2031).....	23
Tableau N°II.5 :	Estimation des Besoins secteur de la grande industrie.....	23
Tableau N°II.6 :	Récapitulation de l'évaluation des besoins moyens journaliers à l'horizon.....	23
Tableau N°II.7 :	Récapitulation de l'évaluation des besoins moyens journaliers à l'horizon.....	24
Tableau N°II.8 :	Récapitulation de l'évaluation des besoins moyens journaliers à l'horizon 2031.....	24
Tableau N°II.9 :	Les consommations moyennes, maximales et minimales journalières en 2008.....	25
Tableau N°II.10 :	Les consommations moyennes, maximales et minimales journalières en 2020.....	26
Tableau N°II.11 :	Les consommations moyennes, maximales et minimales journalières en 2031.....	26
Tableau N°II.12 :	Les consommations moyennes, maximales et minimales journalières en 2031.....	26

CHAPITRE III : ETUDE DE L'ADDUCTION

Tableau N°III.1 :	Variation journalière des tarifs de l'énergie.....	42
Tableau N°III.2 :	Coefficients K' , m , β pour différents types de conduite.....	43
Tableau N°III.3 :	détermination de l' H_{mt} de la pompe SP0.....	44
Tableau N°III.4 :	détermination de l'énergie consommée et de la dépense annuelle (tronçon Barrage — SP0).....	44
Tableau N°III.5 :	détermination des frais d'amortissement (tronçon SP0—S de T).....	45
Tableau N°III.6 :	Bilan du tronçon SP0 — S de T.....	45
Tableau N°III.7 :	détermination de la H_{mt} du tronçon A — R. de O.E.B.....	46
Tableau N°III.8 :	détermination de l'énergie consommée et de la dépense annuelle (tronçon: A — R. de O.E.B).....	46

Tableau N°III.9 :	détermination des frais d'amortissement (A — R. de O.E.B).....	46
Tableau N°III.10 :	Bilan du tronçon: A — R. de O.E.B.....	46
Tableau N°III.11 :	détermination de la <i>Hmt</i> du tronçon S de T — Point A.....	47
Tableau N°III.12 :	détermination de détermination de l'énergie consommée et de la dépense annuelle (tronçon: S de T — Point A)	47
Tableau N°III.13 :	détermination des frais d'amortissement (S de T — Point A).....	48
Tableau N°III.14 :	Bilan du tronçon: S de T — Point A.....	48
Tableau N°III.15 :	détermination de ΔH_T du tronçon A — SP2.....	49
Tableau N°III.16 :	détermination de l' <i>Hmt</i> de la pompe SP2.....	49
Tableau N°III.17 :	détermination de détermination de l'énergie consommée et de la dépense annuelle (tronçon SP2 —R de Ain Beida).....	49
Tableau N°III.18 :	détermination des frais d'amortissement (SP2 — R de Ain Beida).....	49
Tableau N°III.19 :	Bilan du tronçon SP2 — R de Ain Beida.....	49
Tableau N°III.20 :	détermination de l' <i>Hmt</i> de la pompe SP1-- R tampon.....	51
Tableau N°III.21 :	détermination de détermination de l'énergie consommée et de la dépense annuelle (tronçon SP1-- R tampon).....	51
Tableau N°III.22 :	détermination des frais d'amortissement (tronçon SP1-- R tampon).....	51
Tableau N°III.23 :	Bilan du tronçon SP1-- R tampon.....	51
Tableau N°III.24 :	détermination de l' <i>Hmt</i> de la pompe SP2-- R de O.E.B.....	52
Tableau N°III.25 :	détermination de détermination de l'énergie consommée et de la dépense annuelle.....	52
Tableau N°III.26 :	détermination des frais d'amortissement (SP2-- R de O.E.B).....	53
Tableau N°III.27 :	Bilan du tronçon SP2-- R de O.E.B.....	53
Tableau N°III.28 :	détermination de l' <i>Hmt</i> de la pompe (SP2-- R de A.B).....	54
Tableau N°III.29 :	détermination de détermination de l'énergie consommée et de la dépense annuelle.....	54
Tableau N°III.30 :	détermination des frais d'amortissement (SP2-- R de A.B).....	54
Tableau N°III.31 :	Bilan du tronçon SP2-- R de A.B.....	54
Tableau N°III.32 :	Détermination de diamètre avantageux (réservoir — Station de pompage 2).....	55
Tableau N°III.33	Comparaison des variantes.....	56

CHAPITRE IV : CALCUL DES RESERVOIRS

Tableau N°IV.1 :	détermination de la fraction horaire du débit maximum journalier.....	62
Tableau N°IV.2 :	détermination du volume complémentaire théorique.....	63
Tableau N°IV.3 :	détermination du volume complémentaire standard.....	63
Tableau N°IV.4 :	caractéristique du réservoir de Ain <i>beida</i> de mise en charge.....	64
Tableau N°IV.5 :	caractéristique du réservoir de Ain <i>beida</i> de mise en charge.....	64

CHAPITRE V: ETUDE DU POMPAGE

Tableau N°V.1 :	Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.....	71
Tableau N°V.2 :	Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.....	72
Tableau N°V.3 :	Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.....	73
Tableau N°V.4 :	Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP0- S de traitement).....	77
Tableau N°V.5 :	Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP1).....	79
Tableau N°V.6 :	Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (Sp2 - Réservoir de Ain Beida).....	81

CHAPITRE VI : POSE DES CONDUITES ET ESTIMATION DES AMENAGEMENTS

Tableau N°VI.1 :	Avantages et inconvénients des appareils anti-béliers.....	98
Tableau N°VI.2 :	Calcul la célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement:.....	100
Tableau N°VI.3 :	profil en long absolu de la conduite (vers OEB).....	101
Tableau N°VI.4 :	profil en long absolu de la conduite (vers A.B).....	102
Tableau N°VI.5 :	Montant de la station de traitement.....	105
Tableau N°VI.6 :	Le cout total de l'adducteur.....	106
Tableau N°VI.7 :	Le cout des réservoirs.....	106
Tableau N°VI.8 :	Le cout des stations de pompage.....	106
Tableau N°VI.9 :	Montant de supervision et télégestion.....	106
Tableau N°VI.10 :	montant total des travaux.....	107

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : REPRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Figure N°I.1 :	Vue d'Oum El Bouaghi.....	2
Figure N°I.2 :	Vue de Ain Beida.....	2
Figure N°I.3 :	situation administrative de la commune.....	3
Figure N°I.4 :	Variations mensuelles des températures moyennes mensuelles – OEB.....	4
Figure N°I.5 :	Variations mensuelles de l'humidité dans l'air – OEB.....	5
Figure N°I.6 :	Plan général du transfert –du complexe de Béni Haroun.....	15
Figure N°I.7 :	représentation du profile en travers au du travers au droit de l'ouvrage de prise.....	17

CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

Graphe N°II.1 :	Donne une illustration des valeurs du tableau ci-dessus pour chaque ville.....	21
Figure N°II.2 :	Répartition par localités des déficits à combler à l'horizon 2031.....	27

CHAPITRE III : ETUDE DE L'ADDUCTION

Figure N° III.1 :	Plan de situation de la trace de l'adduction de transfert Ourkiss vers Ain Beida et Oum El Bouaghi.....	39
Figure N° III.2 :	Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon SP0 — S de T).....	45
Figure N° III.3 :	Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon A — R. de O.E.B).....	47
Figure N° III.4 :	Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon S de T — point A).....	48
Figure N° III.5 :	Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon SP2 — Ain Beida).....	50
Figure N° III.6 :	Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon SP1 — R tampon).....	52
Figure N° III.7 :	Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon SP2 -- R de O.E.B).....	53
Figure N° III.8 :	Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon SP2 -- R de A.B).....	55

CHAPITRE IV : CALCUL DES RESERVOIRS

Figure N° IV.1 :	Equipements hydrauliques des réservoirs.....	59
Figure N° IV.2 :	Conduite d'arrivée.....	65
Figure N° IV.3 :	Conduite de distribution.....	65
Figure N° IV.4 :	Matérialisation de la réserve d'incendie.....	66
Figure N° IV.5 :	Traversée des conduites (manchon à bout lisse).....	67
Figure N° IV.5 :	Traversée des conduites (Gaine en fonte).....	68

CHAPITRE V: ETUDE DU POMPAGE

Figure N° V.1 :	Les courbes caractéristiques de la pompe (SP0) de type CAPRARI MP 150/ 7A.....	74
Figure N° V.2 :	Les courbes caractéristiques de la pompe (SP1) de type CAPRARI MP 150/ 7A.....	75
Figure N° V.3 :	Les courbes caractéristiques de la pompe (SP2) de type CAPRARI PM 150/ 7C.....	76
Figure N° V.4 :	point de fonctionnement des pompes de la (SP0).....	78
Figure N° V.5 :	point de fonctionnement des pompes de la (SP1).....	80

Figure N° V.6 :	point de fonctionnement des pompes de la (SP2).....	82
-----------------	---	----

CHAPITRE VI : POSE DES CONDUITES ET ESTIMATION DES AMENAGEMENTS

Figure N° VI.1 :	Transport et stockage des conduites (Gaine en fonte).....	84
Figure N° VI.2 :	Tranchées en U ou en V.....	85
Figure N° VI.3 :	profils U1/V1 et U4/V4.....	88
Figure N° VI.4 :	Traversée des conduites (Gaine en fonte).....	89
Figure N° VI.5 :	Pose des conduites à forte pente.....	89
Figure N° VI.6 :	Robinet vanne à opercule.....	91
Figure N° VI.7 :	Robinets vanne papillon	91
Figure N° VI.8 :	Clapet Anti-retour top stop.....	92
Figure N° VI.9 :	ventouse triple fonction VAG DUOJET.....	92
Figure N° VI.10 :	joints pour canalisations en fonte (D'après Guide DIPRA).....	94
Figure N° VI.11 :	Manomètres (d'après document W.A.E).....	94
Figure N° VI.12 :	Joints pour canalisations en fonte (Document de Société wallonne des eaux).....	96
Figure N° VI.13 :	Installations de tuyaux recouverts d'une protection en polyéthylène.....	105

LISTE DES PLANCHES

Planche N° 1: Tracé en plan de la conduite d'adduction projetée *Ourkiss* vers Ain Beida et Oum El Bouaghi

Planche N° 2: Profil en long de l'adduction (rentré au réservoir Oum el Bouaghi)

Planche N° 3: Profil en long de l'adduction (SP2 vers le réservoir de Ain Beida)

Planche N° 4: Profil en long de l'adduction (rentré au réservoir de Ain Beida)

NOMENCLATURE :

ACS : Attestation de Conformité Sanitaire

PNEK : Parc National d'El Kala

CW : chemin de la wilaya

RN : route nationale

G.P.L : gaz propane liquéfié

APC : Assemblé Populaire Commune

FB : Fonte Blanche

PVC : Poly venile Chimique

DHW : Direction d'Hydraulique de la wilaya

HMT : Hauteur Manométrique Totale

PEHD : Poly Ethylène Haute Densité

PRFV : polyester renforcé en fibre de verre

BPAT : béton précontrainte Âme tôle

POS : Plan d'Occupation du Sol

PTT : Poste de Transmission et de Télécommunication

SAA : Société Algérienne d'Assurance

ONAPH : Office Nationale Algérienne de la Pêche

MES : matière en suspension

Introduction générale

Les ressources hydrauliques en Algérie présentent un caractère stratégique dans le cadre du développement global du pays. Cela est dû à sa relation de cohérence avec le développement durable d'une part et à l'eau elle-même comme une matière rare et précieuse en Algérie d'autre part.

D'où, cette ressource exige une rationalisation de son usage afin de satisfaire les besoins de la population et de l'économie nationale sans mettre en gage la part des futures générations.

L'Algérie est classée parmi les pays les plus pauvres en matière de ces ressources. Son classement est au-dessous du théorique de rareté fixé par la Banque mondiale et qui égale $1000 \text{ m}^3 / \text{an}$ et par habitant.

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

En outre, vu sa grande surface, l'Algérie ne dispose pas beaucoup des eaux superficielles. Ces dernières se limitent essentiellement dans le côté Nord de la chaîne montagneuse atlantique du pays.

Dans cette dernière décennie, l'Algérie a entamé une stratégie qui consiste à réaliser des stations de dessalement de l'eau de la mer afin d'approvisionner les régions côtières par l'eau potable. D'autre côté, de grands barrages seront construits dans les régions intérieures pour satisfaire les besoins d'une population loin de la mer. Ces barrages tel que BENI Haroun et Oued Elothmania. Pour cela des barrages réservoirs sont raccordés aux grands barrages avec des réseaux de transfert.

Parmi ces barrages réservoir il y'a celui d'*Ourkis*, il est implanté dans la wilaya d'Oum El Bouaghi, Une fois fonctionnel et avec sa capacité de 65 millions de m^3 , il permettra l'irrigation d'un périmètre de 17.000 hectares à *Chemora*, au Nord-Est de Batna-ville et de 3.000 hectares à *Bougherra Saoudi*, non loin d'*Aïn Fakroun*. Il prendra, aussi, en charge 5 importantes agglomérations en matière d'eau potable, il s'agit d'*Aïn M'lila*, *Aïn Fakroun* et *Aïn Kercha* (Branche Ouest), *Aïn Beïda*, et Oum El Bouaghi-ville (Branche Est)

Vu l'importance du projet, ce mémoire de fin d'étude n'abordera qu'une partie du transfert à savoir l'adduction (Station de traitement du barrage *Ourkiss* – Réservoir de *Oum-El Bouaghi* – Réservoir de *Ain Beida*) et se compose de six chapitres, tous d'une importance majeure, qu'on essayera de développer au maximum.

Chapitre I

Présentation de la zone d'étude

« Dans la vie, il n'y a
pas de force en
marche : il faut les
créer et les suivent »

Antoine de Saint-Exupéry

CHAPITRE I : REPRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Introduction

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 données propres au réseau d'alimentation en eau potable, 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) Buts de l'étude

L'objectif de cette étude vise à alimenter en eau potable les agglomérations des villes ci-dessus

- *Ain Beida*
- *Oum El – Bouaghi*



Figure N°I.1: Vue d'Oum El Bouaghi



Figure N°I.2: Vue de Ain Beida

Le système d'alimentation repose sur le transfert des eaux stockées dans la cuve du barrage d'*Ourkiss*, vers les stations de pompage et traitement des eaux vers les villes concernées.

Le premier chapitre a pour objectif de collecter l'ensemble d'informations nécessaires pour synthétiser de façon, la plus précise la situation actuelle de l'approvisionnement en eau dans l'aire de l'étude.

1.2) Description de la zone d'étude

1.2.1) Caractéristique géo – climatique

▲ Géographie

La zone d'étude est située à l'extrême Est du Pays, dans la wilaya d'Oum El – Bouaghi. elle compte douze *dairas* et 29 communes. Elle s'étend sur une superficie de 6 188 km².

Elle est limitée par les Wilayas de *Constantine*, *Souk Ahras* et *Guelma* au Nord, par *Batna* et *Khenchela* au Sud, et par *Tébessa* à l'Est. Cette wilaya fait partie de la région hydrographique des hautes plaines constantinoises qui constitue une transition entre l'Atlas Tellien au Nord, représenté par les monts de *Sebkhât Es Sellaoua*, et l'Atlas Saharien au Sud, représenté par les monts de *Tébessa* et de *Nemenchas*.

Les agglomérations de la ville d'Oum El – Bouaghi et *Ain Beida* sont situées sur un axe Est – Ouest le long de la RN 10. La distance entre des deux villes est de l'ordre de 25 Km.

Le site du barrage d'Ourkiss est situé à environ une dizaine de kilomètre au Sud de *Ain Fakroun*.

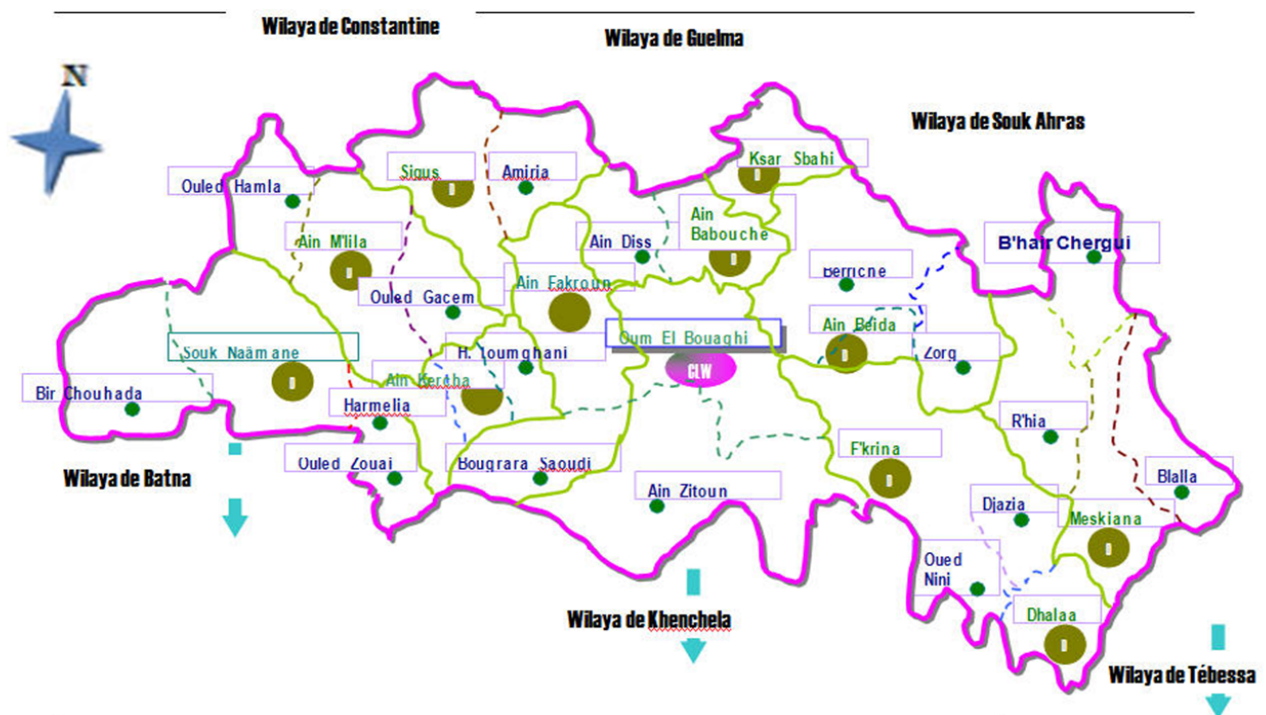


Figure N°I.3: situation administrative de la commune

▲ Géologie

La région d'étude est située dans la zone tabulaire des haute plaines constantinoises ; plus précisément dans le sillon de *Seloua*.

La zone est recouverte par les didots d'âge Quaternaire, représenté par des alluvions entourées de plateaux, des poudingue, des dépôts lacustres, et des croutes calcaires, entourées par les

formations à prédominance carbonatées (calcaire, calcaire marneux, et marnes) qui encadrent ce sillon aussi bien au Nord qu'au Sud et qui donnent les quelques reliefs observés.

Le site de barrage est inscrit dans la formation de l'Aptien composée de calcaire, calcaire dolomitique compactes et durs à pendage aval.

▲ Climat

Le climat est de type continental froid et pluvieux en hiver et sec et chaud en été. La pluviométrie annuelle varie entre 350 et 500 mm. Les mois les plus pluvieux de l'année s'étendent de Novembre à Avril avec environ 80% des précipitations. La période la plus sèche couvre les mois de Mai à Octobre.

(Selon monographie OEB)

▲ Précipitations

Les précipitations dans la zone d'étude sont assez faibles et varient de 300 mm à 500 mm/an, avec des maxima annuels de 617 mm enregistré en 1992 et des minima de 267 mm relevés en 1993 sur la période d'observation 1990-2000.

Les précipitations sont concentrées durant l'hiver, mais aussi souvent sous forme d'orage en été et en automne.

▲ Températures

Le fait marquant en Algérie, et notamment dans la zone d'étude est le sirocco, vent chaud et sec en provenance du Sahara : les maxima absolus de températures (40 à 45 °C) sont dus à ce phénomène particulier. En hiver, les températures peuvent descendre sous la barre de 0°C et engendrer des journées de gelées de quelques jours, qui sont défavorables à certaines cultures.

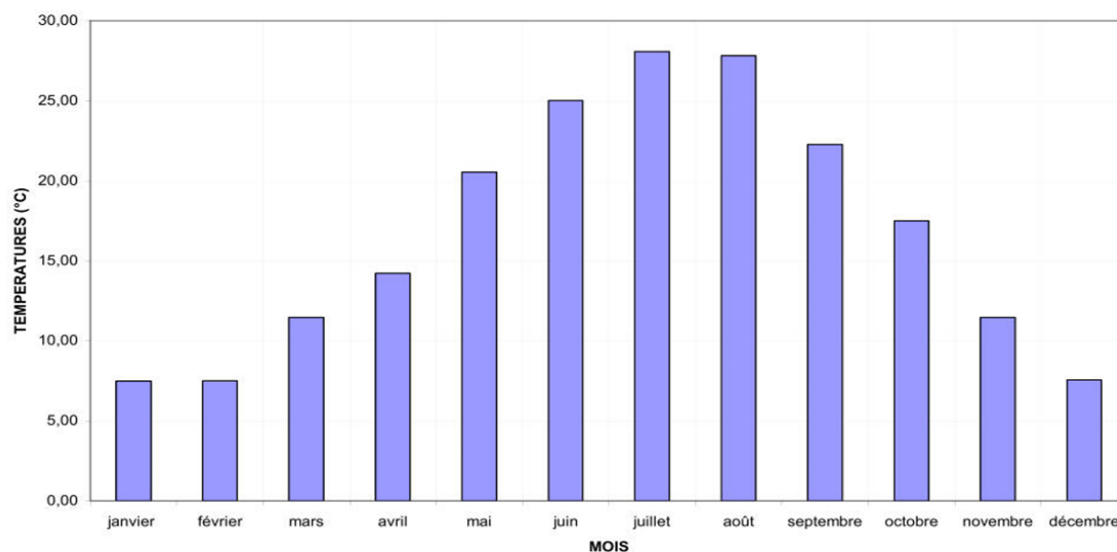


Figure I.4: Variations mensuelles des températures moyennes mensuelles – OEB

▲ L'humidité relative

L'humidité relative de l'air varie beaucoup d'un mois à l'autre autour de la valeur moyenne. L'hygrométrie peut descendre au-dessous de 15 % les jours de sirocco et atteint les 100 % les jours de brouillard. Les variations mensuelles sont montrées par la figure ci-contre.

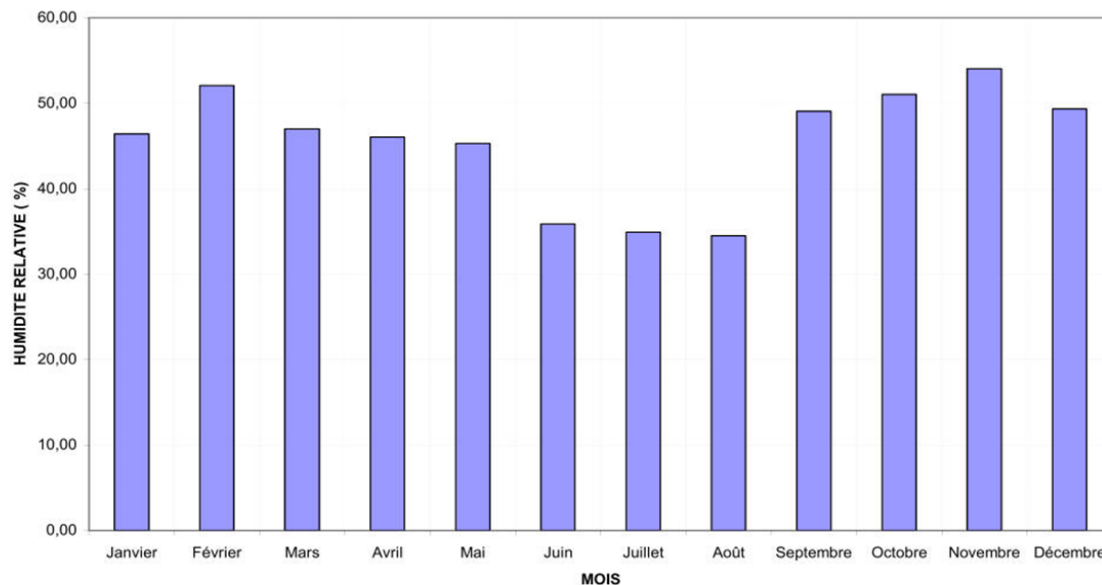


Figure N°I.5: Variations mensuelles de l'humidité dans l'air – OEB

1.2.2) Population et activité

▲ Situation démographique actuelle

Le nombre d'habitant des villes concernés par notre étude est représenté par le tableau suivant :

Tableau N°I.1 : Situation démographique

La ville	Pour l'année	Nombre d'habitant
Ain Beida	2003	99354
	2008	118662
Oum El – Bouaghi	2003	64140
	2008	80358

▲ Activités

L'activité de la zone d'étude est décrite ci-dessous :

▪ Industrie

L'activité industrielle se caractérise par l'existence de quelques unités industrielles diverses dans les différentes branches, réparties principalement dans les principaux pôles :

AinBeida, Meskiana, Oum El Bouaghi et Ain M'Lila. Aussi, on recense des unités industrielles à caractère public et des unités industrielles du secteur des PME/PMI.

La description synthétique de l'activité industrielle de la wilaya est issue de la monographie 2006.

Tableau N°I.2 : Unités industrielles du secteur public (OEB)

Unités	Productions	Effectifs
CABAM ZI - Ain M'Lila	750 unités/an Cabines sahariennes	526
EMAB- Ain Beida	250 000 m ² /an Transformation bois	146
FILAB – Ain Beida	2060 t/an Fil de laine -textile	426
ELATEX - Meskiana	12 500 t/an Cardage et lavage laine	119
ERIAD – Oum El Bouaghi	3 800 qx /an semoule	269
BATICIM - Oum El Bouaghi	5000t/an	178
EAS – Oum El Bouaghi	900 000 t/an	212

Tableau N°I.3 : Unités industrielles du secteur Privé (OEB)

Unités	Productions	Effectifs
CABAM ZI - Ain M'Lila	Impression, édition-diffusion	526
SARL El <i>Kima</i> Ain Beida	Boisson gazeuse	80
Ets <i>Khentouche</i> – Ain Beida	Transformation de marbre	15
Ets Zaidi - Ain Beida	Boisson gazeuse	22
Laiterie El <i>Khahina</i> ZAD Oum El Bouaghi	Laiterie	15
Sarl <i>Sopel</i> ZAD Oum El Bouaghi	Montage des appareils électroniques	65
<i>Minoterie</i> El Houda ZAD Ain Fakroun	Production de farine	80
Sarl <i>Safem</i>	Emballage flexible	41

Pour ces industries, les rejets d'eaux usées se font en général dans le milieu récepteur naturel qui est l'oued ou dans des cas plus rares dans des fosses septiques qui sont malheureusement mal entretenues.

Il existe une station d'épuration au cours de réalisation à l'Ouest de la ville de Ain Beida. Néanmoins, ce point est à nuancer car les industries existantes ne sont pas très polluantes.

▪ **Agriculture**

Le secteur de l'agriculture est une activité importante. Très peu d'information ont été fournies sur les exploitations agricoles en activité sur les deux agglomérations.

Ce volet sort néanmoins du cadre défini dans les termes de référence de l'étude qui est uniquement dédiée à la fourniture d'eau à usage domestique et industrielle.

▪ **Commerce**

L'activité commerciale de l'agglomération est principalement composée de commerces et sociétés proposant des produits de première nécessité pour les besoins quotidiens des habitants.

1.2.3) Infrastructures routières

- Ain Beida

La ville d'Ain Beida est située à l'extrême du transfert. Elle est reliée à la ville d'Oum El – Bouaghi par la national 10

- Oum El – Bouaghi

La commune de Oum El – Bouaghi est reliée à Ain Fakroun et Ain Beida par la national 10. Elle est traversée par la Nationale 32 en direction de Tamlouka au Nord et de Khenchla au Sud.

1.2.4) Infrastructures ferroviaires

Une ligne ferroviaire opérationnelle existe. Elle est reliée aux villes *Ain Beida*, *Oum El – Bouaghi* et *Ain Mlila*. Une nouvelle ligne au cours de construction dans la zone de projet.

1.3) Ressources en eau actuelles

Les ressources en eau de la wilaya se composent :

- a- Des eaux de surface : oueds
- b- Des eaux souterraines : nappes souterraines

1.3.1) Eaux superficielles

les principaux oueds qui drainent la zone d'étude sont :

- ◆ Oued *Dahmane* dans la zone de Ain Babouche, Ksar Sbahi
- ◆ Oued *Madfoune* dans la zone d'Oum el – Bouaghi
- ◆ Oued *Meskiana* dans la zone *Meskiana – Dhalia*
- ◆ Oued *Moulefrais* dans la zone de Ain Zitoune – Oum el Bouaghi
- ◆ Oued *Marouf* dans la zone de Ain Zitoune
- ◆ Oued *Madfoune* dans la zone d'Oum el – Bouaghi

De tous ces oueds qui sont d'importances modestes, l'oued *Meskiana* est le plus important.

Deux barrage ont été inventories et étudiés pour la mobilisation des eaux superficielles :

- a) Le premier, site de *Chebabta* sur l'*Oued Meskiana* de capacité $70,6 \text{ Hm}^3$
- b) Le second sur l'*Oued Ourkiss*, il a un apport de $3,34 \text{ Hm}^3$ et de capacité de 65 Mm^3

Par ailleurs 39 sites de retenues collinaires ont été inventoriées et 3 réalisées pour un volume mobilisé de 780000 m^3

Les sources recensées sur l'ensemble du territoire de la wilaya sont de 49 avec un débit très faible de 83 l/s , mais non aménagé pour l'alimentation en eau potable.

1.3.1.1) Qualité des eaux superficielles

La qualité des eaux brutes superficielles a été appréhendée à partir des résultats des analyses effectuées le 06/03/2007, le 08/04/2007 et le 08/05/2007 sur les eaux du barrage de BENI HAROUN.

Les caractéristiques des eaux brutes sont les suivantes :

Tableau N°1.4 : Caractéristiques des eaux brutes du barrage de BENI HAROUN

PARAMETRE	VALEURS MOYENNES
pH	7.9
Température	14-16°C
Conductivité	1240 $\mu\text{S/cm}$
Titre Hydrotimétrique (Dureté totale)	400-500 mgCaCO_3/l
Titre alcalimétrique complet (Alcalinité)	150-200 mgCaCO_3/l
Turbidité	2-8 NTU
Matières en suspension	300-600 mg/l
DCO	50 mg/l (35-70 mg/l)
DBO ₅	7 mg/l (3-11 mg/l)
Carbone organique total	0,4-0,8 mg/l
Nitrates	8 à 11 mg/l
Nitrites	0,03 à 0,09 mg/l
Ammonium	0,02 à 0,08 mg/l
Chlore	160 mg/l (145-175 mg/l)

Compte tenu des analyses effectuées, l'eau brute superficielle prélevée se caractérise par :

- ▲ **Paramètres organoleptiques :**
- Une turbidité moyenne et variable (2 à 8 NTU).

▲ **Paramètres physico-chimiques liés à la structure naturelle des eaux :**

- Un pH plutôt basique (7,9 en moyenne sur les trois analyses) ;
- Une minéralisation forte voire très forte, la conductivité étant comprise entre 1160 et 1390 $\mu\text{S}/\text{cm}$;
- Une dureté très forte (400-500 mgCaCO_3/l) ;
- Une charge particulaire importante, 400 mg/l en moyenne de MES ;
- Une teneur en matières organiques moyenne avec de 7 mg/l d' O_2 en moyenne pour la DBO_5 et 50 mg/l d' O_2 pour la DCO ;
- Une concentration en chlorures relativement importante : 160 mg/l en moyenne (ligne directrice de l'Organisation Mondiale de la Santé préconise un maximum de 250 mg/l).

▲ **Paramètres concernant les substances indésirables et toxiques**

Les concentrations en nitrates et nitrites sont inférieures à la ligne directrice de 50 mg/l fixée par l'Organisation Mondiale de la Santé. Il en est de même pour l'ion ammonium dont la concentration est inférieure à la ligne directrice de 0.2 mg/l fixée par l'Organisation Mondiale de la Santé

Les résultats des analyses réalisées sur les eaux du barrage de BENI HAROUN, respectent les lignes directrices fixées par l'Organisation Mondiale de la Santé en ce qui concerne la qualité de l'eau potable.

1.3.2)Eaux souterraines

Les eau souterraines représentent la principale ressources de la wilaya. D'un point de vue hydrogéologique la région recèle des ressources considérables qui sont extraites des nappes de :

- la nappe de *Meskiana*
- la plaine de *Remila*
- la plaine de *Boulhilet*
- la nappe d'Ain Beida
- la plaine d'Ain Mlila
- la plaine d'*El Madher*

1.4) Alimentation actuelle en eau potable des villes du projet

Oum El – Bouaghi

Le chef-lieu de la wilaya d'*Oum El – Bouaghi* est alimenté en grande partie par les eaux souterraines avec un apport additionnel provenant du barrage d'*Ain Dalia*.

▲ Forages

Tableau N°I. 5 : présentation des forages de Oum El Bouaghi

N° forage	Position	Débit	Remarque
<i>BDJ1(F1)</i> <i>et</i> <i>BDJ2(F2)</i>	L'Ouest de la ville de <i>Oum El – Bouaghi</i>	12 50	exploité exploité
<i>Puits Bir Djedida</i>	//	6	non exploité
H15	Situe à l'Est, à deux Km de la ville d'O.E.B	10	exploité
BDJ 4		17	exploité
K13 bis		18	exploité

▲ Réservoir et station de pompage

Tableau N°I. 6 : présentation des réservoirs d'Oum El Bouaghi

Réservoir	Position	Capacité de stockage(m^3)
R1	Situé à l'Ouest de la ville dans le village <i>Mohamed Lakhder</i>	2000
R2	Situé à Nord de la ville	2500
R3	Situé au-dessus du R2	2000
R4	En maçonnerie, situé au centre-ville	1000
R5	Situé dans la zone d'activité	2000

la capacité de stockage globale de la ville est de **9500 m^3**

le réservoir de stockage $1000 m^3$ du centre ville, en maçonnerie, très vieux, mal situé en cote sera très rapidement mis hors service. Il ne reste donc plus que **8500 m^3** disponible.

deux bache d'aspirations de **600 m^3** chacune existent également sur le réseau au niveau des stations de reprise :

a) la première au niveau du F1 et F2 :

- Bâche **600 m^3**

- Station de pompage avec deux groupes :

$$Q = 250 m^3/h ; Hmt = 140 mce$$

b) La seconde au centre-ville :

- Bâche **600 m^3**

- Station de pompage avec deux groupes :

$$Q = 252 m^3/h ; Hmt = 96 mce$$

Ain Beida

▲ Forages

Six forages alimentent actuellement la ville: **I 33, O45, O45bis, J37, H47 et I40**
ces Six forages mobilisent un débit de **157 l/s** qui se repartie comme suit :

Tableau N°I. 7 : présentation des forages de Ain Beida

N° forage	Débit	Remarque
I 33	50	Dont 15 l/s pour l'alimentation de la communes de <i>F'Kirina</i>
O45	30	Dont 15 l/s pour l'alimentation de la communes de <i>F'Kirina et Djezzia</i>
O45bis	29	-
J37	17	-
H47	13	-
I40	18	-

▲ Réservoir et stations de pompages

Tableau N°I. 8: présentation des réservoirs de Ain Beida

Réservoir	Position	Capacité de stockage(m^3)
R1	<i>Bouakouz</i> au sol situé à 1Km au Nord de la ville	2500
R2	au sol <i>ZHUN</i> Ouest de la ville	2 × 2500 + 2000
R3	<i>hamlaoui</i> bas au sol à l'Est de la ville	2 × 2000
R4	<i>hamlaoui</i> haut à l'Est de la ville	2 × 2500
R5	Au Sud de la ville	2000

la capacité de stockage globale de la ville est de **20500 m^3**

Trois stations de pompages situées dans la partie Sud-Ouest de la ville permettent de collectée les eaux et de les transférer vers les réservoirs. Il faut ajouter la station de *Berriche* qui permet le transfert des eau de *Ain Dalia* et *Oum El Bouaghi* :

◆ Station de *Ain Oum EL Gmel*

- Capacité de la cuve : 2 × 500 m^3
- Nombre de groupes : 4
- *Hmt* : 150 m
- Débit : 25 l/s

- ◆ Station de *Chebatta*
 - Capacité de la cuve : 600 m³
 - Nombre de groupes : 4
 - Hmt : 150 mce
 - Débit : 25 l/s
- ◆ Station *EL Hassi*
 - Capacité de la cuve : 600 m³
 - Nombre de groupes : 2
 - Hmt : 150 mce
 - Débit : 70 l/s

1.4.1) *Qualite des eaux souterraines*

Oum El Bouaghi

La qualité des eaux brutes a été appréhendée à partir des résultats des analyses effectuées le 29/12/2006 sur les eaux des forages de OUM EL BOUAGHI.

Les caractéristiques des eaux brutes sont les suivantes :

Tableau N°1.9: Caractéristiques des eaux brutes des forages de OUM EL BOUAGHI

PARAMETRE	BDJ ₁	BDJ ₂	H ₁₅
pH	6.98	7.4	7.3
Conductivité	1 315 µS/cm	1 673 µS/cm	1 821 µS/cm
Titre Hydrotimétrique (Dureté totale)	580 mgCaCO ₃ /l	700 mgCaCO ₃ /l	620 mgCaCO ₃ /l
Titre alcalimétrique complet (Alcalinité)	417 mgCaCO ₃ /l	245 mgCaCO ₃ /l	195 mgCaCO ₃ /l
Turbidité	0,362 NTU	0,703 NTU	4,19 NTU
Nitrates	- mg/l	- mg/l	86 mg/l
Nitrites	0 mg/l	0 mg/l	0,09 mg/l
Chlore	284 mg/l	213 mg/l	248 mg/l

Compte tenu des analyses effectuées, l'eau brute souterraine prélevée se caractérise par :

- ▲ **Paramètres organoleptiques :**
 - Pour les forages BDJ₁ et BDJ₂, la turbidité est faible. Par contre, pour le forage H₁₅, la turbidité est moyenne.
- ▲ **Paramètres physico-chimiques liés à la structure naturelle des eaux :**
 - Un pH plutôt basique sauf pour le forage BDJ₁ ;
 - Une minéralisation forte voire très forte pour les trois forages, la conductivité étant comprise entre 1300 et 1800 µS/cm;

- Une dureté très forte pour les trois forages (600-700 mgCaCO₃/l) ;
- Une concentration en chlorures relativement importante : entre 200 et 300 mg/l sur les trois forages (ligne directrice de l'Organisation Mondiale de la Santé préconise un maximum de 250 mg/l).

▲ Paramètres concernant les substances indésirables et toxiques

Les concentrations en nitrates et nitrites sont inférieures à la ligne directrice de 50 mg/l fixée par l'Organisation Mondiale de la Santé pour les forages BDJ₁ et BDJ₂. Par contre, pour le forage H₁₅, la concentration en nitrates et nitrites est supérieure à cette valeur guide. Pour ce forage, le taux de nitrates et nitrites est très élevé.

Les résultats des analyses réalisées sur les eaux des forages BDJ₁ et BDJ₂ à OUM EL BOUAGHI, respectent les lignes directrices fixées par l'Organisation Mondiale de la Santé en ce qui concerne la qualité de l'eau potable.

Par contre, pour le forage H₁₅, les teneurs en nitrates et nitrites sont élevées par rapport aux lignes directrices fixées par l'OMS.

Ain Beida

La qualité des eaux brutes a été appréhendée à partir des résultats des analyses effectuées le 12/12/2006 sur les eaux des forages de AIN BEIDA.

Les caractéristiques des eaux brutes sont les suivantes :

Tableau N°1. 10: Caractéristiques des eaux brutes des forages de AIN BEIDA

PARAMETRE	I ₃₃	J ₃₇	I ₄₀	O ₄₅	O _{45 BIS}
pH	7.85	7.98	7.61	7.22	7.47
Conductivité	1 300 µS/cm	760 µS/cm	1 055 µS/cm	742 µS/cm	636 µS/cm
Titre Hydrotimétrique (Dureté totale)	650 mgCaCO ₃ /l	340 mgCaCO ₃ /l	320 mgCaCO ₃ /l	350 mgCaCO ₃ /l	320 mgCaCO ₃ /l
Titre alcalimétrique complet (Alcalinité)	250 mgCaCO ₃ /l	40 mgCaCO ₃ /l	130 mgCaCO ₃ /l	52 mgCaCO ₃ /l	175 mgCaCO ₃ /l
Turbidité	0,480NTU	4,67 NTU	6,21 NTU	0,662 NTU	0,319 NTU
Nitrates	- mg/l	- mg/l	- mg/l	16 mg/l	20 mg/l
Nitrites	- mg/l	0 mg/l	0 mg/l	0 mg/l	0,001 mg/l
Chlore	238 mg/l	243 mg/l	127 mg/l	81 mg/l	71 mg/l

Compte tenu des analyses effectuées, l'eau brute souterraine prélevée se caractérise par :

▲ **Paramètres organoleptiques :**

- Pour les forages I₃₃, O₄₅ et O_{45 bis}, la turbidité est faible. Par contre, pour les forages J₃₇ et I₄₀, la turbidité est moyenne.

▲ **Paramètres physico-chimiques liés à la structure naturelle des eaux :**

- Un pH plutôt basique ;
- Une minéralisation forte voire très forte pour les forages I₃₃ et I₄₀, la conductivité étant comprise entre 1000 et 1300 µS/cm ; une minéralisation moyenne pour les forages J₃₇, O₄₅ et O_{45 bis}, la conductivité étant comprise entre 600 et 800 µS/cm ;
- Une dureté très forte pour le forage I₃₃ (650 mgCaCO₃/l) et une dureté moyenne pour les autres forages (300-400 mgCaCO₃/l) ;
- La concentration en magnésium du Forage I₃₃ est supérieure à la norme en vigueur ;
- Une concentration en chlorures relativement importante pour les forages I₃₃, J₃₇ et I₄₀ (entre 100 et 250 mg/l) et moyenne pour les forages O₄₅ et O_{45 bis} (70-80 mg/l) (ligne directrice de l'Organisation Mondiale de la Santé préconise un maximum de 250 mg/l).

▲ **Paramètres concernant les substances indésirables et toxiques**

Les concentrations en nitrates et nitrites sont inférieures à la ligne directrice de 50 mg/l fixée par l'Organisation Mondiale de la Santé voire nulles.

Les résultats des analyses réalisées sur les eaux des forages à AIN BEIDA, respectent les lignes directrices fixées par l'Organisation Mondiale de la Santé en ce qui concerne la qualité de l'eau potable. Par contre, pour le forage I₃₃, la teneur en magnésium dépasse la norme en vigueur.

Les eaux des forages Djazia O₄₅-O_{45 bis} sont de très bonne qualité.

1.4.2) Synthèse du réseau d'adduction

Le tableau ci-dessous fait une synthèse des adductions disponibles (hors forages pollués et forages en cours de raccordement) et capacités de stockage, détaillées dans les paragraphes précédents pour chaque ville.

Tableau N°I.11: synthèse des adductions disponibles

Villes	Sources	Capacité total	Capacité total
Oum El Bouaghi	Forage + Ain Dalia	102 l/s	8812,80 m ³ /s
	Stockage	9 500 m ³	9 500 m ³
Ain Beida	Forage + Ain Dalia	144 l/s	8812,80 m ³ /s
	Stockage	20 500 m ³	9 500 m ³

1.5) Description du barrage d'Ourkiss

▲ Système d'alimentation

Il fait partie du complexe Béni Haroun et en constitue avec le barrage de *Koudiat Medaour*, le tronçon final.

Le barrage est alimenté par le barrage d'Oued *Athmania* via une conduite de longueur 86 km et d'un diamètre variant de $\Phi 1300$ à $\Phi 3000$. Le transfert se fait par pompage moyennant 2 stations de pompes (Oued Seguin d'un $Q = 19.50 \text{ m}^3/\text{s}$ et *Ain Kercha* d'un $Q = 15.50 \text{ m}^3/\text{s}$).

Le schéma ci-après illustre le transfert.



Figure N°1.6 : Plan général du transfert – du complexe de Béni Haroun

▲ Caractéristique du barrage

Le barrage d'Ourkiss est situé dans la wilaya d'Oum El Bouaghi à 14 Km au Sud de *Ain Fakroun* directement en aval du confluent des Oueds d'El Kebir et d'Ourkiss. Il est actuellement en cours de construction.

Les caractéristique principale des barrages sont :

- Cote de la crête : 954.5 mNGA
- Longueur de la crête : 407 m
- Hauteur maximal sur TN : 35 m

- Volume de matériau : 511 000 m³
- Evacuateur de crue : 250 m³/s

Les caractéristique de la retenue sont :

- Bassin Versant : 62 km²
- Hauteur de retenue normale : 951.6 mNGA
- Volume sous de retenue normale : 69,10 hm³
- Volume de la tranche morte : 4,10 hm³
- Volume de la capacité utile : 65.0 hm³
- Hauteur PHE : 953.8 mNGA
- Cote minimal d'exploitation : 934,25 mNGA

Les apports au droit du site du barrage ont été calculés dans le cadre d'APD. Il ressort que ceux-ci atteindraient 3,34 Hm³/an. Il correspondait donc à 5% du débit d'alimentation du barrage. Il faut noter que les perte par évapotranspiration ont été estimées durant cette phase d'étude et qu'il ressort qu'elles seront relativement importante, venant quasiment annuler les apports naturels du bassin versant de l'oued *Ourkiss*.

Le barrage est équipé d'une tour de prise permettant de cumuler les fonction de prise d'eau et de vidange de fond. Cette tour dont les caractéristique principales sont données ci-après est prolongée par une galerie sous remblai.

Ouvrage pour l'alimentation en eau potable et en irrigation

Tableau N°1. 12: Ouvrages pour l'alimentation en eau potable et en irrigation

Tour de prise		
→ Diamètre intérieur	<i>m</i>	7
→ hauteur	<i>m</i>	36
3 prises d'eau		
→ prise supérieure	<i>NGA</i>	946,6
→ prise intermédiaire	<i>NGA</i>	938,2
→ prise inférieure	<i>NGA</i>	930,5
Débit maximal sous la cote minimale d'exploitation	<i>m³</i>	8
Diamètre des conduites métalliques	<i>mm</i>	1500
Pente	%	1
Longueur	<i>m</i>	180
Cote de l'ouvrage de sortie	<i>NGA</i>	924,5
Une vanne papillon par prise de diamètre	<i>mm</i>	1500

Le schéma ci-après donne une représentation du profil en travers au du travers au droit de l'ouvrage de prise

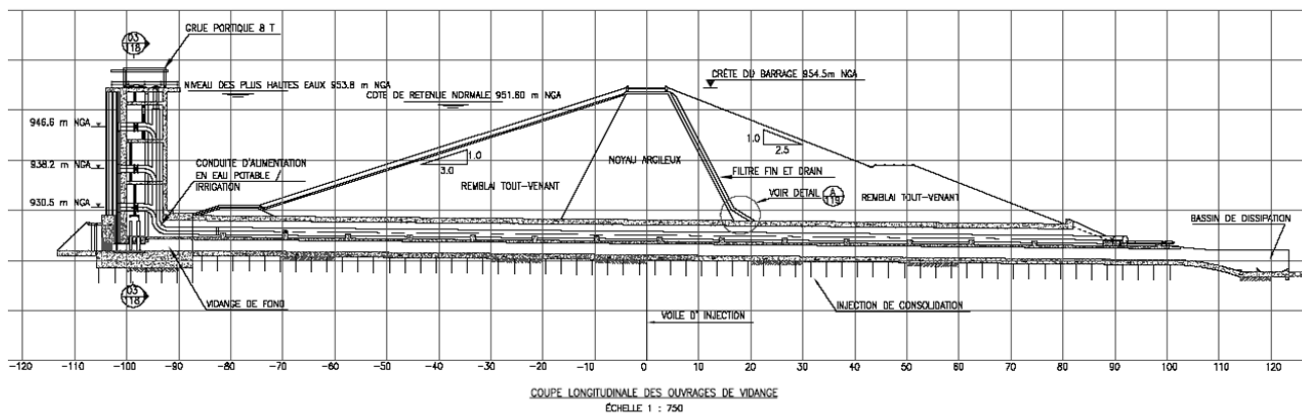


Figure N°1.7 : représentation du profil en travers au du travers au droit de l'ouvrage de prise

- les eaux du barrage réservoir d'Ourkiss

Les analyses des eaux de l'oued *Ourkiss* ont été faites à titre indicatif pour évaluer la qualité des eaux et le degré de pollution de l'oued. Nous tenons à préciser par ailleurs, que les prélèvements ont été effectués juste après le passage d'une crue. Nous remarquons a priori que les teneurs des différents éléments sont relativement élevées. Néanmoins il faut noter qu'à terme, les eaux provenant des bassins versants de l'oued *Ourkiss* représenteront au plus 5% de la totalité des volumes d'eaux brutes, le reste provenant du Barrage de Oued *Athmania*. On peut considérer d'ores et déjà que ces concentrations seront diluées dans l'ensemble des volumes d'eaux brutes pour se rapprocher de celle relevées sur les eaux brutes de l'Oued *Athmania*.

- Matières en suspension :

Les valeurs de la MES obtenues dans le cadre du barrage d'*Ourkiss*, déclassent les eaux dans la catégorie de passable à médiocre. Ces valeurs représentent des eaux prélevées après une crue.

- Turbidité :

Les valeurs de la turbidité qui varient entre 393 pour la première analyse et 18.7 pour la deuxième, donc d'une eau très trouble à une eau plus moins claire.

- Composés azotés :

Les valeurs de NO_2 , NO_3 et NH_4 , indiquent des valeurs quoique plus élevées que celles obtenues dans le cadre de Béni Haroun ; elles restent toutefois dans la catégorie passable à médiocre.

- Matières oxydables organiques :

Les valeurs obtenues de la DBO_5 , qui varient entre 11.3 et 8.6, classent les eaux dans la catégorie de passable à médiocre. En revanche, les teneurs de la DCO indiquent des

concentrations trop fortes variant 59 à 135 mg/l d'O₂, correspondent à la catégorie d'une eau très polluée. Cette « pollution » est probablement attribuée à la forte minéralisation de l'eau qui est de l'ordre de 4000 à 4500 mg/l.

- Phosphates :

Les teneurs en phosphates variant de 0.3 à 0.05 mg/l montrent que les eaux sont bonnes à excellente et qu'il n'y a aucune pollution anthropique.

- Métaux lourds:

Les valeurs sont globalement très bonnes car nous enregistrons des valeurs nulles pour le Cd, le Cu, le Mn et le Pb. Pour le Zn, le Mn et le Fe, les valeurs maximales sont de 0.008 pour le Mn, de 0.017 pour le Zn et de 0.161 pour le Fe, teneurs qui restent cependant dans les limites admissibles.

- Autres :

Chlorures et sulfates présentent des teneurs qui classent les eaux dans la catégorie de qualité médiocre. Les autres éléments présentent également des teneurs élevées, caractéristiques d'une eau trop minéralisée. Cette minéralisation est caractéristique de la région d'OEB, qui présente des sols salés, et une fois qu'il pleut, les eaux de ruissellement se chargent vraisemblablement en ces éléments pour donner ces fortes valeurs de conductivité et de résidu sec.

Tableau N°1. 13: Résultat des analyses des prélèvements à partir du barrage d'Ourkiss

Date de prélèvement	06/03/2008	11/03/2008
Température °C	4	
CO ₂	0	
silice mg/l		
Fluor mg/l		
Turbidité brute	393	18,7
NTU décantée		
MES à 105 °C mg/l	80	100
pH	7,88	
Conductivité µS/cm	4440	3980
Résidu sec à 105 °C	2868	2624
O ₂ dissous mg/l	7,6	8,6
O ₂ dissous %	82,6	
MO (Mil.Aci.) mg/l		
d'O ₂	14	14,1
DCO mg/l d'O ₂	59	135
DBO ₅ mg/l d'O ₂	11,3	8,6
COT mg/l		
Phénol mg/l		
P total mg/l		
PO ₄	0,3	0,005

NTK	mg/l		
NH4	mg/l	0,02	0,05
NO2	mg/l	0,2	0,145
NO3	mg/l	57	27,3
CO3	mg/l		0
HCO3	mg/l	347,7	262,3
SO4	mg/l	1100	1150
Cl	mg/l	580	445
Ca	mg/l	345,6	248,54
Mg	mg/l	121,44	148,56
Na	mg/l	409,84	375,84
K	mg/l	0,77	0,66
Fe	mg/l	0,027	0.161
Mn	mg/l	0.00	0.008
Cu	mg/l	0.00	0.00
Zn	mg/l	0,017	0.00
Pb	mg/l	0.00	0.00
Cd	mg/l	0.00	0.00
Cr	mg/l	0.00	0.00

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons essayé de représenter les deux commue de la wilaya d'Oum El Bouaghi, connaitre la topographie, le climat et l'état actuel du système d'alimentation en eau potable. Ainsi les caractéristique du barrage.

La collecte des données consiste à rechercher toutes les informations disponibles dans la région à étudier. Cette étape constitue la phase la plus importante. Elle est basée sur la collecte des informations brutes, et aussi de vérifier sa fiabilité pour une prise de décision correcte. Nous allons donc, procéder dans le chapitre qui suit au calcul des besoins en eau des villes concernées.

Chapitre II

Estimation des besoins en eau

« Nous ne connaissons que quelques lettres de chaque mot, quelques mots de chaque phrase et quelques phrases de chaque page du livre de la connaissance... »

Charles Darwin

CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

Introduction

L'estimation de la quantité d'eau nécessaire à une agglomération dépend étroitement du développement démographique, du mode de vie de la population et des infrastructures existantes. Cette estimation est faite en fonction de l'évaluation de la population dans différents horizons.

II.1) Evaluation de la Population future

L'ensemble des analyses ci-après ont permis d'établir un modèle statistique d'évolution de la population pour les deux communes (*Oum El Bouaghi et Ain Beida*). Les résultats de cette analyse sont présentés ci-après pour les différentes échéances de l'étude (2008, 2020 et 2031) est donné dans le tableau ci-dessous. Ces données serviront de base à la détermination des besoins en eau à l'horizon 2031

En appliquant la loi des intérêts composés:

$$T = T_0 (1 + \tau)^n \dots \dots \dots (II - 1)$$

T : le nombre d'habitants à l'horizon de calcul

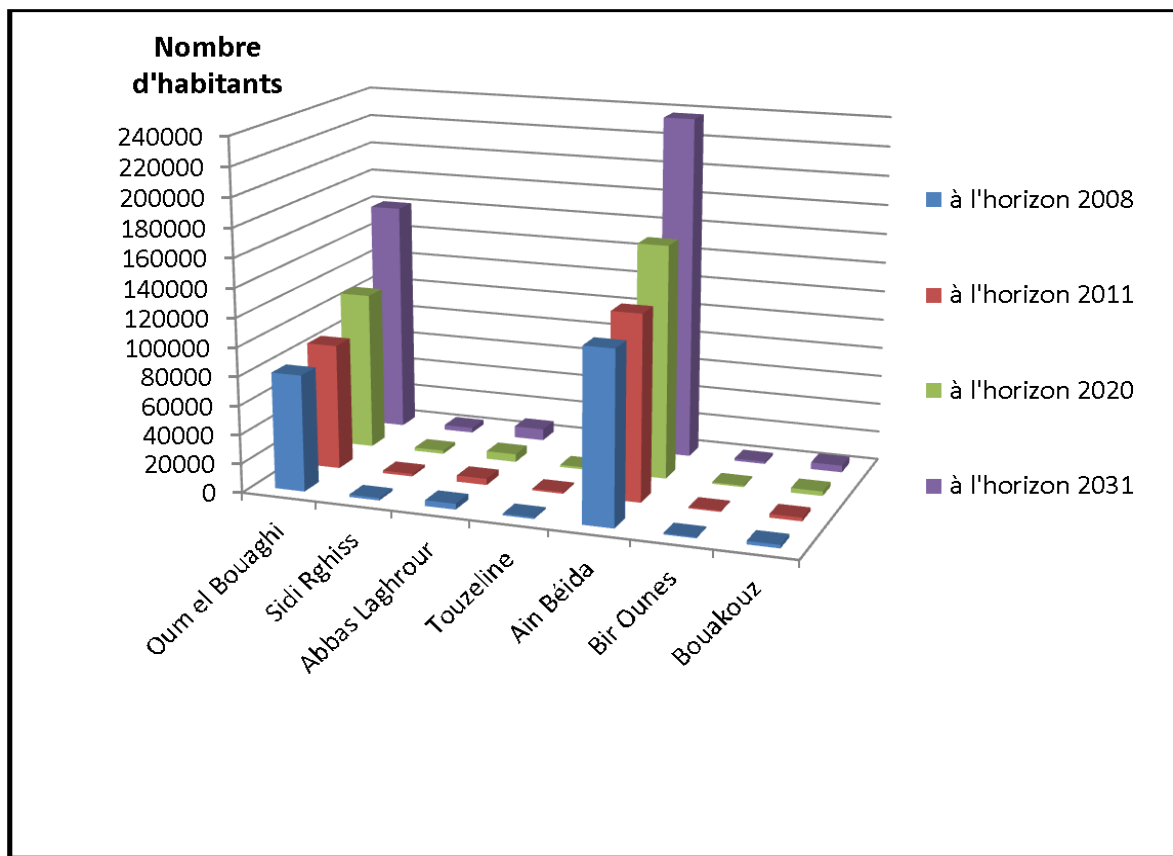
T_0 : nombre d'habitants en 2008

τ : Le taux d'accroissement (2,6%)

n : la différence d'année entre 2008 et l'horizon de calcul.

Tableau N°II.1 Evaluation de la Population

Agglomération	τ (Taux d'accroissement)	nombre d'habitants			
		à l'horizon 2008	à l'horizon 2011	à l'horizon 2020	à l'horizon 2031
Oum el Bouaghi	2,60	80359	86791	109346	145019
<i>Sidi Rghiss</i>	2,60	1694	1830	2305	3057
<i>Abbas Laghrour</i>	2,60	4013	4334	5461	7242
<i>Touzeline</i>	2,60	1101	1189	1498	1987
Ain Béida	2,60	118662	128160	161466	214142
<i>Bir Ounes</i>	2,60	824	890	1121	1487
<i>Bouakouz</i>	2,60	2346	2534	3192	4234
Total		208999	225728	284389	377167



Graphique N°II.1: donne une illustration des valeurs du tableau ci-dessus pour chaque ville

II.2) Les besoins futurs pour chaque ville

II.2.1) Dotation

Définition de la dotation

Le PNE définit la dotation comme étant la quantité d'eau moyenne consommée par un habitant par jour. Dans la notion de « moyenne » est sous entendu diverses méthodes de consommation de l'eau. Il est distingué :

- La dotation domestique,
- La dotation dévolue à l'administratif,
- La dotation correspondant l'artisanat et à la petite industrie
- La dotation liée à la grande industrie.

II.2.2) Besoins domestiques

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

La norme de consommation à l'horizon 2031 est justifiée, selon les besoins, comme suit :

Tableau N°II.2 : Répartition de la dotation unitaire à l'horizon 2031

Besoins	<i>Dotation (l/j/hab)</i>
Boissons	5
Cuisine	10
Lavabo	10
Douche	50
Arrosage	50
Autres besoins	75
total	200

La consommation moyenne journalière de la zone concernée par l'étude, est égale à la dotation que multiplie le nombre total des habitants

$$Q_{moy,j}(m^3/j) = \frac{1}{1000} * Dotation * N^{\circ} d'hab \dots \dots \dots (II - 2)$$

Les résultats de l'évaluation des besoins à l'horizon 2011, 2020, 2031 sont donnés pour chaque localité dans le tableau suivant :

Tableau N°II.3 Estimation des Besoins domestique pour l'horizon (2011,2020,2031)

Agglomération	Dotation (l/j/hab)	<i>Besoins moyens journaliers (m³/j)</i>		
		Besoins à l'horizon 2011	Besoins à l'horizon 2020	Besoins à l'horizon 2031
Oum el Bouaghi	200	17358,28	21869,20	29003,73
<i>Sidi Rghiss</i>	200	365,92	461,01	611,41
<i>Abbas Laghrour</i>	200	866,84	1092,11	1448,40
<i>Touzeline</i>	200	237,83	299,63	397,38
Ain Béida	200	25632,07	32293,12	42828,31
<i>Bir Ounes</i>	200	177,99	224,25	297,40
<i>Bouakouz</i>	200	506,76	638,45	846,73
Total		45145,69	56877,77	75433,37

II. 2. 3) *Besoins Administratif Artisanat et petite industrie*

Les besoins administratifs sont traités comme une majoration des besoins domestiques. Ils sont reliés directement à l'importance de la population. Les besoins découlant de l'artisanat et de la petite industrie sont évalués suivant la même approche proportionnelle.

Le tableau suivant précise les coefficients de majoration considérés pour chaque agglomération suivant l'ANBT:

Tableau N°II.4 Estimation des Besoins Administration, Artisanat et petite industrie pour l'horizon (2011,2020,2031)

	Majoration Administration, Artisanat et petite industrie 2010	Majoration Administration, Artisanat et petite industrie 2020	Majoration Administration, Artisanat et petite industrie 2031
Oum El Bouaghi	12% du besoin domestique	13 % du besoin domestique	13 % du besoin domestique
Ain Beida	16 % du besoin domestique	15,8 % du besoin domestique	15,8 % du besoin domestique

II.2.4) Besoin de Grande industrie

Les besoins en eau potable pour le secteur de la grande industrie sont définis dans le volet 11 du PNE. Pour estimer ces besoins spécifiques à l'horizon 2031, il a été fait comme hypothèse de prendre pour base la consommation actuelle avec un taux de croissance de 1% par an sur la base d'une activité industrielle de 250 jours par an.

Il en résulte les consommations annuelles et journalières suivantes :

Tableau N°II.5 Estimation des Besoins secteur de la grande industrie

	Consommation en eau potable pour le secteur de la grande industrie en 2011	Consommation en eau potable pour le secteur de la grande industrie en 2020	Consommation en eau potable pour le secteur de la grande industrie en 2031
Oum El Bouaghi	163750 m ³ /an soit 655 m ³ /j	180 000 m ³ /an soit 720 m ³ /j	208 000 m ³ /an soit 832 m ³ /j
Ain Beida	621 000m ³ /an soit 2 509 m ³ /j	690 000 m ³ /an soit 2 760 m ³ /j	797000 m ³ /an soit 3 188 m ³ /j

II.2.5) Récapitulation de la consommation moyenne journalière

Les résultats de l'évaluation des besoins moyens journaliers à l'horizon 2011, 2020, 2031 sont donnés pour chaque localité dans le tableau suivant.

Tableau N°II.6 Récapitulation de l'évaluation des besoins moyens journaliers à l'horizon 2011

Agglomération	Besoins domestique (m ³ /j)	Besoins artisanat et petite industrie (m ³ /j)	Besoin total domestique (m ³ /j)	Besoins grande industrie (m ³ /j)	Besoin total (m ³ /j)	Demande (m ³ /an)
Oum el Bouaghi	17358,28	2083	19441,27	655	20096,27	7335139,86
<i>Sidi Rghiss</i>	365,92	0	365,92	0	365,92	133560,80
<i>Abbas Laghrour</i>	866,84	0	866,84	0	866,84	316396,60
<i>Touzeline</i>	237,83	0	237,83	0	237,83	86807,95
Ain Béida	25632,07	4101,13	29733,2012	2509	32242,20	11768403,44
<i>Bir Ounes</i>	177,99	0	177,99	0	177,99	64966,35
<i>Bouakouz</i>	506,76	0	506,76	0	506,76	184967,40
Total	45145,69	6184,12	51329,81	3164	54493,81	19890242

Tableau N°II.7 Récapitulation de l'évaluation des besoins moyens journaliers à l'horizon 2020

<i>Agglomération</i>	Besoins domestique (m ³ /j)	Besoins artisanat et petite industrie (m ³ /j)	Besoin total domestique (m ³ /j)	Besoins grande industrie (m ³ /j)	Besoin total (m ³ /j)	Demande (m ³ /an)
Oum el Bouaghi	21869,2	2843	24712,2	720	25432,20	9282751,54
<i>Sidi Rghiss</i>	461,01	0	461,01	0	461,01	168268,65
<i>Abbas Laghrour</i>	1092,11	0	1092,11	0	1092,11	398620,15
<i>Touzeline</i>	299,63	0	299,63	0	299,63	109364,95
Ain Béida	32293,12	5102	37395	2766	40161,43	14658923,03
<i>Bir Ounes</i>	224,25	0	224,25	0	224,25	81851,25
<i>Bouakouz</i>	638,45	0	638,45	0	638,45	233034,25
Total	56877,77	7945	64823,08	3486	68309,08	24932814

Tableau N°II.8 Récapitulation de l'évaluation des besoins moyens journaliers à l'horizon 2031

<i>Agglomération</i>	Besoins domestique (m ³ /j)	Besoins artisanat et petite industrie (m ³ /j)	Besoin total domestique (m ³ /j)	Besoins grande industrie (m ³ /j)	Besoin total (m ³ /j)	demande (m ³ /an)
Oum el Bouaghi	29003,73	3770,48	32774,21	832	33606,21	12266268,44
<i>Sidi Rghiss</i>	611,41	0	611,41	0	611,41	223164,65
<i>Abbas Laghrour</i>	1448,4	0	1448,4	0	1448,4	528666,00
<i>Touzeline</i>	397,38	0	397,38	0	397,38	145043,70
Ain Béida	42828,31	6766,87	49595,18	3188	52783,18	19265861,79
<i>Bir Ounes</i>	297,4	0	297,4	0	297,4	108551,00
<i>Bouakouz</i>	846,73	0	846,73	0	846,73	309056,45
Total	75433,36	10537,36	85970,72	4020	89990,72	32846612

II.3) Détermination des consommations maximales et minimales journalières

En fonction des jours, des semaines et des mois, on observe des variations de la consommation.

Le débit d'eau consommé n'est pas constant, mais varie en présentant des maximums et des minimums. Cette variation est caractérisée par des coefficients d'irrégularité $K_{max j}$ et $K_{min j}$

II.3.1) Consommation maximale journalière ($Q_{max j}$)

Ce débit représente la consommation d'eau maximale du jour le plus chargé de l'année, il s'obtient par la relation suivante :

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

$Q_{max,j}$: Consommation maximal journalière (m^3/j)

$K_{max,j}$: Coefficient d'irrégularité journalière maximum, $K_{max,j} = (1,1 - 1,3)$

On prend : $K_{max,j} = 1,3$;

II.3.2) Consommation minimale journalière ($Q_{min,j}$)

Ce débit représente la consommation d'eau minimale du jour le moins chargé de l'année. Il s'obtient par la relation suivante:

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

$K_{min,j}$: Coefficient d'irrégularité journalière minimum, $K_{min,j} = (0,7 - 0,9)$

$Q_{min,j}$: Consommation minimale journalière (m^3/j)

On prend : $K_{min,j} = 0,9$;

Les consommations moyennes, maximales et minimales journalières sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau N°II.9 Les consommations moyennes, maximales et minimales journalières

Agglomération	$Q_{moy,j}(m^3/j)$	$K_{max,j}$	$Q_{max,j}(m^3/j)$	$K_{min,j}$	$Q_{min,j}(m^3/j)$	Débit de dimensionnement m^3/s (*)
Oum el Bouaghi	33606,21	1,30	43688,08	0,90	30245,59	0.467
Sidi Rghiss	611,41	1,30	794,83	0,90	550,27	0.008
Abbas Laghrour	1448,40	1,30	1882,92	0,90	1303,56	0.020
Touzeline	397,38	1,30	516,59	0,90	357,64	0.006
Ain Béida	52783,18	1,30	68618,14	0,90	47504,86	0.733
Bir Ounes	297,40	1,30	386,62	0,90	267,66	0.004
Bouakouz	846,73	1,30	1100,75	0,90	762,06	0.012
Total	89990,72	1,30	116987,93	0,90	80991,65	1.250

(*) le temps de pompe 20/24h

II.4) Calcul de déficit de consommation

Les localités reconnaissent un débit faible d'alimentation. Pour satisfaire les besoins en eau à l'horizon d'étude (2031), il nous convient de déterminer le déficit par lequel on dimensionnera le réseau d'adductions.

Le déficit est la différence entre les besoins estimés et la production en eau existante.

Les tableaux ci-dessous représentent l'allocation journalière à créer (déficit) pour chaque localité.

Tableau N°II. 10 Les consommations moyennes, maximales et minimales journalières

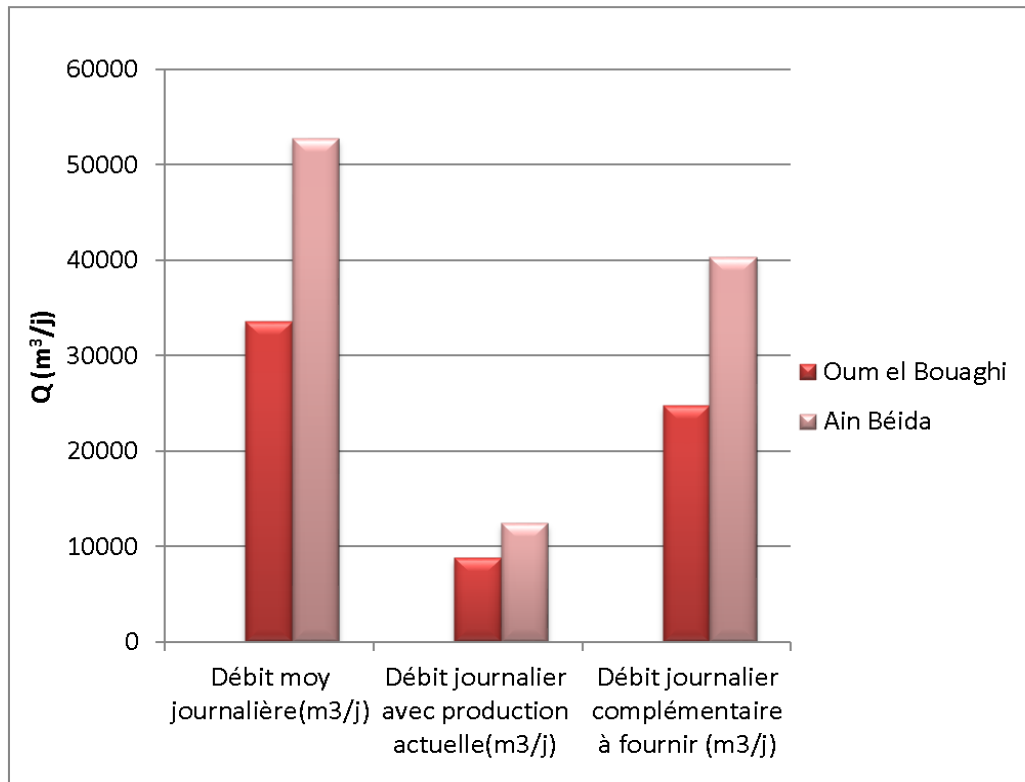
En 2011				
Agglomération	$Q_{moy,j}(m^3/j)$	Débit journalier avec production actuelle (m^3/j)	Débit journalier complémentaire à fournir (m^3/j)	Débit journalier complémentaire à fournir (m^3/an)
<i>Oum el Bouaghi</i>	20096,27	8812,80	11283,47	4118467,86
<i>Ain Béida</i>	32242,20	12441,60	19800,60	7227219,44
Total	54493,81	21254,40	31084,07	11345687,30

Tableau N°II. 11 Les consommations moyennes, maximales et minimales journalières

En 2020				
Agglomération	$Q_{moy,j}(m^3/j)$	Débit journalier avec production actuelle (m^3/j)	Débit journalier complémentaire à fournir (m^3/j)	Débit journalier complémentaire à fournir (m^3/an)
<i>Oum el Bouaghi</i>	25432,20	8812,80	16619,40	6066079,54
<i>Ain Béida</i>	40161,43	12441,60	27719,83	10117739,03
Total	68309,08	21254,40	44339,23	16183818,57

Tableau N°II. 12 Les consommations moyennes, maximales et minimales journalières

En 2031				
Agglomération	$Q_{moy,j}(m^3/j)$	Débit journalier avec production actuelle (m^3/j)	Débit journalier complémentaire à fournir (m^3/j)	Débit journalier complémentaire à fournir (m^3/an)
<i>Oum el Bouaghi</i>	33606,21	8812,80	24793,41	9049596,44
<i>Ain Béida</i>	52783,18	12441,60	40341,58	14724677,79
Total	89990,72	21254,40	65135,00	23774274,23



graphe N°II.2 Répartition par localités des déficits à combler à l'horizon 2031

Conclusion

Le volume total à mobiliser de droit du barrage d'Ourkiss à l'horizon 2031 pour satisfaire l'intégralité de la demande (Bronche Est) est de : $23774274,23 \text{ m}^3/\text{an} = 24 \overline{\text{Mm}}^3$

L'administration a également souhaité que soit pris en compte les besoins liés à 5 agglomérations supplémentaires. Il a été convenu que si ces besoins seront pris en compte dans le dimensionnement des adducteurs, seuls des points de piquage seront prévus dans le cadre du présent projet (la création du réseau de distribution fera l'objet d'un projet distinct).

Chapitre III

Etude de l'adduction

« La valeur d'une chose réside parfois non dans ce qu'on gagne en l'obtenant, mais dans ce qu'on paye pour l'acquérir, dans ce qu'elle coute...»

Friedrich Wilhelm Nietzsche

CHAPITRE III : ETUDE DE L'ADDUCTION

Introduction

L'acheminement de l'eau pour n'importe quel réseau d'alimentation en eau potable doit se faire via une adduction, soit par pompage, gravitaire ou mixte.

L'adduction des eaux consiste à étudier les voies et moyens, tant sur le plan technique qu'économique, en vue d'acheminer les eaux prélevées de la station vers leur lieu d'accumulation.

III. 1) Les conduites d'adduction

III. 1. 1) Généralité[3]

Les conduites d'adduction assurent un service permanent et leur arrêt perturbe la distribution. Les réparations doivent être aussi rares et rapides que possible. L'accès aux ouvrages divers doit être aisé : le maintien de voies de circulation le long des adductions est utile.

Au minimum, une servitude de passage doit être prévue, mais l'achat du terrain d'assiette de la conduite et d'une voie de circulation est nécessaire pour les adductions importantes.

Certaines adductions peuvent parfois être très longues (jusqu'à 300km) et comporter un refoulement avec un réservoir de tête pour la partie gravitaire ou au contraire comprendre une ou plusieurs reprises par pompage.

III. 1. 2) Types d'adduction[3]

D'après leur fonctionnement, les adductions peuvent être classées en trois groupes :

- Adduction gravitaire ;
- Adduction par refoulement ;
- Adduction mixte.

▲ Adduction gravitaire

C'est une adduction où l'écoulement se fait gravitairement. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte supérieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

▲ Adduction par refoulement

C'est une adduction où l'écoulement se fait sous pression à l'aide des machines hydro-électriques. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte inférieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

▲ 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.

Dans le cas de notre étude, l'adduction à projeter est une adduction mixte (gravitaire- refoulement).

III.2) Choix des matériaux

Il n'existe pas de directive ou de norme européenne fixant les exigences techniques applicables aux matériaux en contact avec l'eau potable utilisés dans les installations de production, de traitement et de distribution. Mais à titre d'exemple, une réglementation française a été publiée sur ce sujet : Arrêté du 29 mai 1997 modifié par les Arrêtés du 13 janvier 2000 et du 22 août 2002. Les matériaux en contact direct avec l'eau potable doivent bénéficier de l'ACS (Attestation de Conformité Sanitaire) prouvant leur potabilité, c'est-à-dire qu'ils satisfont à des essais de toxicité et de migration. Cet ACS est établie par l'un des organismes agréés auprès de la Direction Générale de la Santé.

III.2.1) Les principaux matériaux utilisables

Dans les « gros » diamètres et les pressions supérieures à 10 bars, quatre types de matériaux sont utilisés : acier, béton, fonte et polyester renforcé en fibre de verre (PRFV). Pour les conduites de distribution on peut rajouter le polyéthylène haut densité (PEHD) et le polychlorure de vinyle (PVC).

▲ La fonte ductile

Les caractéristiques mécaniques de la fonte sont remarquables et voisines de celle de l'acier. Avec la fonte ductile les valeurs élevées de la résistance de rupture à la traction et de l'allongement à la rupture entraînent une grande résistance à la pression de l'eau et aux chocs.

Par contre la fonte est rarement posée en gros diamètre ($D > 2000 \text{ mm}$) car sa fabrication est problématique (moules de fonderie difficiles à réaliser) et son type de jonction par emboîtement présente des inconvénients pour des fortes pressions.

Le choix de l'épaisseur de la paroi du tuyau doit tenir compte du critère très important « charges ovalisantes » soit de la hauteur de couverture de la canalisation et des charges roulantes appliquées. Les pressions maximales acceptées par les tuyaux en fonte ductile dépendent de leur épaisseur de paroi normalisée par un coefficient K et peuvent varier en fonction du diamètre nominal de la canalisation.

Les tuyaux doivent être conforme à *la norme EN 545* « Tuyaux raccords et accessoires en fonte ductile et leurs assemblages pour canalisation d'eau – prescriptions et méthode d'essai ».

La pression nominale des tuyaux répond aux valeurs usuelles (PN16, PN 25...)

Il n'y a pas de production locale en Algérie mais des conduites peuvent être fabriquées avec des rythmes soutenus en France, en Chine et au Brésil (entre autres)

▲ *Les conduites en acier soudés (horizontalement et en hélice)*

L'acier a pour avantage sa fabrication aisée et la constitution de stock rapide pour les chantiers. Dans les gammes d'acier de haute résistance, on peut avoir des épaisseurs et donc des poids plus faibles que pour des autres matériaux. Enfin, il existe en longueurs de 12 mètres ce qui facilite d'autant son transport sur de longues distances. En contrepartie, son inconvénient peut résider dans sa relative fragilité vis-à-vis des efforts extérieurs (besoin de surépaisseur sous charges ovalisantes) et aux risques de corrosion sous l'effet d'agents extérieurs. Sur ce dernier point une protection cathodique, qui consiste à faire parcourir la conduite par un courant électrique de très faible puissance, est indispensable et permet de s'affranchir de cet inconvénient.

Les tuyaux aciers doivent être conforme aux normes NF A 49-150 « tubes soudés destinés à être revêtus ou protégés pour canalisation d'eau » et NF A 49-402 « tubes soudés hélicoïdalement en acier pour transport de fluides sous pression.

La pression nominale des tuyaux répond aux valeurs usuelles (PN16, PN 25...)

Il existe des fabricants en Algérie essentiellement pour le gaz (pression 80 bars) et le pétrole.

▲ *Les conduites en béton précontraint à âme tôle*

Les conduites en béton dites « à âme tôle » sont constituées d'une tôle en acier médiane de faible épaisseur insérée dans une double épaisseur de béton. Le tout est ensuite recouvert d'une nouvelle couche de béton contenant des spires en acier précontraints. La tôle d'acier joue à la fois le rôle d'étanchéité et d'armature, mais ce sont les spires qui assurent la résistance à la pression.

On trouve donc un avantage ici par rapport à la fonte ou à l'acier qui est que les tuyaux peuvent être fabriqués pour la pression exacte à laquelle ils vont être utilisés.

De constitution robuste, c'est un tuyau qui résiste très bien aux agressions diverses (chocs, chimie des sols, des eaux...). Il est par contre difficile à mettre en œuvre et nécessite des délais importants de fabrication et transport, en effet les longueurs ne dépassent pas 6 ou 8 mètres selon les fabricants.

Des usines existent en Algérie mais avec des cadences de fabrication inférieures aux besoins que faut assurer les grosses usines internationales pour l'acier ou la Fonte.

▲ *Les conduites en matière plastique PVC (Polychlorure de vinyle) et PEHD (polyéthylène)*

Les tuyaux en matière plastique sont les plus légers de tous les tuyaux. Ils sont faciles à couper, à poser et à assembler si certaines précautions sont prises. Ils ont de très bonnes propriétés hydrauliques et ne sont pas sujets à la corrosion.

Toutefois leur résistance mécanique présente une limitation plus sévère que les autres matériaux (Casse pour le PVC, écrasement pour le PEHD).

Le PVC, avec une densité de 1,4 est un matériau particulièrement léger en comparaison aux autres matériaux. Ces principales caractéristiques sont les suivantes :

- Résistance à la traction : $\geq 45 \text{ MPa}$

- Module d'élasticité en traction : $\geq 3000 \text{ MPa}$

On distingue le polyéthylène « basse densité » et « haute densité ». Les tuyaux sont livrés en couronne jusqu'au diamètre 200 mm.

▲ *Les conduites en PRV (Polyester Renforcé de fibre de Verre)*

Le tuyau en polyester renforcé en fibre de verre est une technique assez ancienne (50 ans) qui a surtout été employée en industrie pour des conduites de petit diamètre, non enterrées et transportant des fluides corrosifs.

Sur ce dernier point, c'est évidemment le matériau idéal puisqu'il est à la fois insensible à la plupart des fluides comme à la plupart des types de terrain.

Depuis de nombreuses années, les constructeurs proposent des conduites de grands diamètres et de fortes pressions, mais ces dernières restent peu utilisées en Europe dans ce type d'applications.

Ce matériau est surtout utilisé pour l'assainissement. En effet le PRV ne disposant que d'avis techniques dans le domaine de l'assainissement, les entreprises sont réticentes à l'idée de l'utiliser pour l'adduction. De plus le problème des tuyaux PRV reste actuellement la tenue à la pression au niveau des éléments de jonction. Si les tuyaux peuvent supporter jusqu'à 32 bars, les coudes et manchons sont moins au point et les procédés de verrouillage sont très onéreux.

L'avantage de ces matériaux réside dans sa légèreté et sa résistance aux agressions chimiques. Par contre sa rigidité est trop faible pour pouvoir reprendre les contraintes liées au remblai. La pose et le remblaiement jouent un rôle prépondérant dans la pérennité de l'ouvrage. Un support insuffisant causé par un matériau trop faible ou un compactage inefficace peuvent engendrer des résultats qui se révèlent très mauvais sur le moyen terme.

III.2.2) Les types de joints

Les conduites peuvent être assemblées selon différents principes :

- Joints soudés ;
- Joints à emboîtement ;
- Joints verrouillés ;

▲ *Joints soudés*

Les joints soudés consistent à recréer par soudure une continuité du matériau d'étanchéité (en général de l'acier). Ils ont également pour avantage de créer un système capable de transmettre les efforts (poussées hydrauliques notamment) et d'éviter ainsi les ouvrages de butée.

L'inconvénient est bien entendu le temps nécessaire à réaliser chaque soudure (selon la pression plusieurs passes, parfois intérieures et extérieures), par rapport à une simple pose par emboîtement. Mais cet inconvénient est compensé par le fait de pouvoir réaliser plusieurs soudures en même temps en dehors de la tranchée. On voit facilement des équipes de 10 soudeurs travaillant en même temps et réalisant plus de 100 mètres de conduites d'un seul coup. Une fois plusieurs kilomètres réalisés d'un seul tenant, en dehors de la tranchée, cette longueur est déposée en fond de tranchée grâce à la souplesse du matériau.

La même technique est utilisée pour les tuyaux PEHD mais bien entendu sans les contraintes liées aux gros diamètres. Par contre le processus de collage (par chauffage) est très délicat et ne peut pas être confié à un personnel de qualification insuffisante.

▲ *Joints à emboîtement*

Les joints à emboîtement sont constitués par un système simple d'emboîtement entre un embout mâle et un embout femelle (tulipe) du tuyau. Un joint en élastomère entre les deux conduites connectées assure l'étanchéité.

C'est le cas pour les tuyaux fonte classique, le BPAT ou le PRFV.

Ils ont pour avantage la facilité de pose ainsi qu'une petite latitude de rayonnement (angle admissible à l'emboîtement de deux conduites) sur les tracés. Par contre, ce système n'est pas auto buté ce qui signifie qu'il convient de reprendre les efforts hydrauliques par des ouvrages particuliers en béton, les risques de fuites aux joints sont également plus nombreuses.

▲ *Les joints verrouillés*

Les joints verrouillés utilisés principalement pour la fonte (type Vi ou Ve) et le PVC, permettent de s'affranchir des ouvrages de butée. Ils sont utilisés lorsqu'il existe des contraintes d'encombrement excluant la construction de butée béton ou dans des terrains à faible cohésion. Les joints verrouillés cumulent les avantages des canalisations à joints flexibles et des canalisations à joints soudés. Par contre l'utilisation de cette technique nécessite une longueur verrouillée suffisante de part et d'autre de chaque coude. La force de poussée hydraulique est équilibrée par les forces de frottements sol/tuyau.

Ces joints sont néanmoins plus chers et sont plutôt utilisés en milieu urbain où la réalisation de butée est souvent difficile.

III.2.3) Orientations du choix entre les divers matériaux et type de joints

▲ *Choix du diamètre et de la pression d'utilisation*

Au vue des pressions et des diamètres rencontrées sur le projet (supérieures à 16 bars) le PVC et le PEHD ne semble pas pouvoir être utilisés.

Au-delà-de 16 bars peuvent être utilisés Fonte, Acier, PRFV et BPAT. Au-dessus de 16 bars nous ne pouvons recommander le PRFV du fait du manque de références (ou de la présence de quelques contre références), enfin au-dessus de 30 bars le BPAT n'est plus fabriqué.

▲ *Problèmes des joints*

D'une manière générale sur les chantiers, les entreprises maîtrisent parfaitement les commandes pour la fabrication des conduites ; Par contre elles ont beaucoup de difficultés à maîtriser les commandes des pièces spéciales à emboîtement comme les coudes planimétriques et altimétriques, les Té, branchements divers...

En effet ces pièces ne sont définies qu'une fois le tracé définitif arrêté, ce qui peut prendre plusieurs mois après l'ordre de service. On se retrouve donc avec une entreprise qui ne peut commencer les travaux du fait du manque de pièces.

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

▲ *Conduites gravitaires – Conduites en refoulement*

On remarquera tout d'abord que dans le titre de ce chapitre on a utilisé le mot de « conduite en refoulement » et non « conduites sous pressions par opposition aux conduites gravitaires. En effet les conduites gravitaires des transferts sont aussi des conduites fonctionnant sous pression. La différence principale est que les conduites en refoulement sont disposés à l'aval de stations de pompage et sont donc plus sujettes que les conduites gravitaires à des coups de bélier et en tous cas à des sollicitations de variations de pression (même dans la gamme de leur pression normales) plus fréquentes.

Historiquement, on a donc plutôt utilisé les conduites en acier en refoulement puisque de par leur absence de joint et donc de butées, les conduites sont plus à même de résister aux régimes hydrauliques transitoires intervenants plusieurs fois par jour lors des manœuvres des pompes.

Depuis quelques années, l'augmentation du coût de l'acier et l'apparition de programme de calculs des coups de bélier « vulgarisé » ont fait que la fonte est maintenant également utilisée en refoulement. Il existe beaucoup moins de références en conduites BPAT et encore moins en PRFV pour des conduites en refoulement.

Par contre tous les types de conduites peuvent être utilisés en gravitaire.

▲ *Résistance à la corrosion*

Les canalisations enterrées subissent de nombreuses sollicitations, parmi lesquelles la corrosivité des terrains et des remblais. On peut distinguer trois types de terrains :

- Sols agressifs : Résistivité inférieure à 50 *Ohm.m*
- Sols peu agressifs : Résistivité compris entre 50 et 100 *Ohm.m*
- Sols non agressifs : Résistivité supérieure à 100 *Ohm.m*

Pour la fonte les constructeurs ont développé plusieurs modes de protection :

- Soit en proposant directement une protection supérieure pour les tuyaux standards. C'est le cas des tuyaux « bleu » avec alliage bi-phasique Zn-Al
- Soit en prévoyant une manche en polyéthylène permettant d'isoler le tuyau du milieu extérieur.

- Soit enfin avec une protection polyuréthane similaire à celle utilisée, en standard, pour les conduites acier.

Pour le BPAT on peut éventuellement jouer sur la composition des bétons pour une résistance meilleure à un sol particulièrement agressif.

L'acier est aujourd'hui protégé de manière universelle avec un revêtement de ciment ou peinture époxy à l'intérieur et tri couche polyuréthane extérieur.

Mais ce revêtement extérieur, d'aussi bonne qualité soit-il peut être blessé lors du transport ou de la pose. C'est pourquoi, il est impératif de mettre en place une protection cathodique.

Ce type de protection à mauvaise réputation car il nécessite effectivement des contrôles réguliers et la présence permanente d'une source de courant.

Néanmoins il faut noter que :

- Il peut y avoir des pannes de courant qui n'ont aucune conséquence sur la protection si elles ne durent pas trop longtemps et ne sont pas trop fréquentes.
- Autant on comprend qu'en système gravitaires (avec entretien « zéro » des conduites), la protection cathodique puisse être une charge d'exploitation supplémentaire et qui nécessite un personnel spécialisé à cette fin unique, autant on sait aussi que dans un système en refoulement, la protection cathodique n'est qu'un élément infime de la maintenance. Si la protection cathodique ne marche pas alors c'est toutes les installations qui sont en péril.

III.2.4) Choix du diamètre et de la pression d'utilisation

Il est possible de faire une approche dans le choix des matériaux en tenant compte non seulement du diamètre mais aussi de la pression d'utilisation.

Par exemple, au-dessus de 16 bars le polyéthylène n'est plus disponible. Certains fournisseurs proposent du PVC jusqu'à 25 bars que pour certains diamètres (inférieurs à 300 mm).

A partir de 25 bars les matériaux utilisés sont la fonte, l'acier, et le béton précontraint.

▲ Influence sur le milieu de pose

La canalisation enterrées subissent de nombreuses sollicitations, parmi lesquelles la corrosivité des terrains et des remblais. On peut distinguer trois types de terrains :

- A faible risque (sable ; gravier ; calcaire)
- A risques élevés (marnes, argiles)
- A risques très élevés (gypse, pyrites)

Une étude du terrain notamment par des mesures de résistivité et des analyses du sol permet de renseigner sur sa capacité à entretenir un phénomène de corrosion électrochimique sur le métal. Par définition un sol est d'autant plus corrosif que sa résistivité est faible.

La tenue chimique et la résistance à la corrosion du matériau vis-à-vis des milieux interne et externe à la canalisation est important. Un certain nombre de paramètres sont à prendre en compte : agressivité et composition du sol.

L'insensibilité aux courants vagabonds est également un point clé pour limiter la corrosion par électrolyse. Sur ce point, les tubes PVC et PRV ont un bon comportement et peuvent être raccordés sur des éléments d'autre nature sans risque de réaction électrochimique.

Les canalisations en fonte possèdent dans leur version de base une bonne résistance à la corrosion grâce au revêtement en zinc et la discontinuité électrique au niveau des joints (verrouillage excepté). Néanmoins la corrosivité des sols doit être prise en compte dans le choix des matériaux et de façon à préconiser le cas échéant une protection renforcée par manche en polyéthylène ou par des revêtements spéciaux. Certains fournisseurs de conduite en fonte recommandent une protection renforcée à partir d'une résistivité inférieure à 2500 Ω .cm ou dont le PH est inférieur à 5,5. Cette protection doit également être utilisée lorsque circulent des courants vagabonds à proximité des voies ferrées, des installations électriques bénéficiant de protection cathodique.

Les conduites en béton précontraint à âme tôle de par leur propriété, ne nécessitent que très rarement de protection cathodique.

Les canalisations en aciers doivent par contre au même titre que les conduites en fonte être protégées des terrains agressifs et des courants vagabonds occasionnés souterrains.

▲ *Facteurs économiques*

Il est devenu pratiquement et objectivement impossible de choisir un matériau pour les conduites au niveau d'un projet sur le seul critère économique. Le contexte économique mondial a conduit à une compétition très forte des prix de certains matériaux (acier) alors que la production mondiale d'autres (fonte) a atteint sa limite maximale. Certains pays exportateurs (chine) arrivent même à peine à satisfaire leurs besoins nationaux. D'autres problèmes apparaissent également comme la pénurie des pièces spéciales ou les problèmes de transport pour de longues distances.

Enfin, les très grands projets peuvent contribuer à saturer certaines usines faisant alors la part belle à d'autres matériaux qui dans un autre contexte auraient pu être éliminés. Par exemple *le BPAT*, économique, mais coûteux en transport sur de longues distances peut se révéler intéressant économiquement par la simple indisponibilité des autres matériaux.

(Source ANBT d'Alger)

Pour les caractéristiques des conduites ainsi leurs avantages et inconvénient voir *Annexe(I.1 ; I.2)*

III.3) Synthèse

Les conduites acier, malgré leur prix de fabrication élevé, restent une très bonne solution pour les grands transferts en refoulement, surtout lorsqu'il existe des linéaires droits importants.

C'est aussi la solution idéale lorsque l'on veut des travaux réalisés en « temps record ».

Mais la fonte est absolument concurrentielle pour autant que le Bureau d'étude et/ou l'Entreprise chargée des plans d'exécution savent anticiper sur les commandes de pièces spéciales.

Dans le cadre du projet, *le PVC et le PEHD* ne sont pas adaptés.

Enfin *le BPAT* présente des prix attractifs qui peuvent être compétitifs par rapport aux autres matériaux si le chantier est bien mené par des entreprises capables de gérer de nombreux fronts en même temps.

Pour les conduites d'adduction en refoulement, nous proposons que les entreprises soient libres de proposer la fonte ou l'acier ou une solution mixte à leur convenance de façon à bénéficier de l'offre la plus compétitive en fonction des disponibilités des deux matériaux sur le marché local ou international.

Pour les conduites gravitaires, nous proposons de retenir *le BPAT* et *la fonte*.

Nous proposons en conclusion que les entreprises soient libre de proposer la fonte, l'acier ou *le BPAT* ou une solution mixte à leur convenance de façon à bénéficier de l'offre la plus compétitive en fonction des disponibilités des trois matériaux sur le marché local ou international et avec la garantie du respect des délais.

III.4) Etude de l'adduction principale

III.4.1) Etude des variantes

L'étude des variantes a pour objet le choix du tracé le plus économique possible de la conduite ainsi que le choix de l'emplacement adéquat de (s) station(s) de pompage.

III.4.1.1) Proposition de variantes

III.4.1.1.1) Présentation générale des variantes

Le transfert des eaux pour desservir les cinq agglomérations s'effectue globalement dans deux directions nettement opposées (Est et Ouest) : de ce fait, les possibilités de variantes sont limitées.

Deux variantes principales ont été examinées :

1. Adduction réaliser par deux adducteurs totalement séparés : une branche Est vers Oum El Bouaghi et Ain Beida et branche Ouest vers Ain Fakroun, Ain Kercha et Ain M'lila
2. Adduction avec un tronçon Commun du départ de la station de traitement jusqu'au réservoir tampon, puis avec deux branches séparés, l'une vers l'est (Oum El Bouaghi et Ain Beida), l'autre vers l'ouest (Ain Fakroun, Ain Kercha et Ain M'lila).
Dans notre étude, ne prend que la branche Est.

III.4.1.1.2) Variante 1 - Adduction séparées

Depuis la station de traitement et la station de pompage au départ de la branche est, la tracé de la conduite remonte le vallon, au dessus de la station de traitement, dans sa partie rive droite afin d'éviter de croiser les lits des oueds qui y sont inscrits, au point où ils sont le plus marqués.

Par la suite on rejoindra un col situé aux environs de la cote 1000 *mNGA* pour redescendre ensuite progressivement vers Oum El Bouaghi. Le tracé contourne par le sud le *Djebel Touzeline* puis décrit une courbe autour du point 968 (cf. plan) pour aller ensuite rejoindre le point A (324180E – 3971483N) situé à l'Est de la station existante (bâche 600 m^3 qui sera

- du branchement vers le nouveau réservoir d'Oum El Bouaghi
- de la nouvelle station de pompage

A partir de ce point A, une antenne sera tiré pour alimenter le nouveau réservoir d'OEB situé

aux alentours de la cote 1063 *mNGA*. Le cheminement de la conduite se fera à priori en longeant la ligne de crête. Ce nouveau réservoir servira de point d'alimentation pour la ville de Oum El Bouaghi qu'elle domine.

L'adduction se poursuivra vers l'est au-delà du point A pour rejoindre Ain Beida sans traverser la voie la voie ferrée. Elle plonge vers le sud-est puis vers l'ouest en contournant Oum El Bouaghi par le sud évitant des installations sportives, puis tangente la voie ferrée au niveau de S formée par celle-ci au sud-est d'OEB.

Le tracé continue en ligne droite, parallèlement à la ligne Haut Tension, 40 mètre au Nord de celle-ci sur une distance d'environ 8 kilomètres.

Par la suite la conduite passera au Sud de *Bir Rogaa*, en passant au Sud du nouveau pont de l'aéroport en se rapprochant de la ligne HT sur environ 4 kilomètre. Elle coupera ensuite la RN en prenant une direction Nord-Est sur environ 1,5 Km. Puis elle reprend franchement vers l'est pour rejoindre, après une traversée de la voie ferrée, en ligne droite le nouveau réservoir prévu pour l'alimentation de Ain Beida en évitant par le Nord la zone urbanisée.

Ce nouveau réservoir sera situé au point culminant de *Koudiat Bou Akkouz*, à proximité immédiate du réservoir existant de 2500 m^3 . (voir figure N°III.1)

Les linéaires correspondant à ce tracé s'établissent comme suit :

- *Ourkiss*—point A : 10 100ml
- point A— *Réservoir OEB* : 3 100ml
- point A —*Ain Beida* : 33 630ml .

Soit un linéaire total de 46 830ml pour la Branche Est.

Deux étages de pompage est installés sur Branche Est. Au départ, l'ensemble des volumes refoulé (par SP1) à la cote nécessaire pour attendre *Oum El Bouaghi*, le volume destiné à *Ain Béida* faisant l'objet d'un pompage intermédiaire (SP2).

Linéaire total reste inchangé à 46 830ml.

III. 4. 1. 1. 3) Variante 2 - Adduction avec Tronçon Commun

Dans cette variante, l'adduction se compose d'un tronçon commun jusqu'à la hauteur de la RN10 au nord du barrage d'*Ourkiss* puis se divise en Branche : l'une vers l'est jusqu'à *Oum El Bouaghi* et *Ain Beida* l'autre vers l'ouest vers *Ain Fakroun*, *Ain Kercha* et *Ain M'lila*.

Un réservoir tampon est prévu au niveau de la bifurcation en aval du Tronçon Commun sur ligne de crête séparant les versant est et Ouest, A noter que cette ligne de crête ne présente pas de point haut suffisante pour alimenter gravitairement *Oum El Bouaghi* et *Ain Beida*

III. 4. 1. 1. 3. 1) Tronçon commun

L'adduction part de la station de traitement et reprise vers l'Ouest et traverse l'oued *Ourkiss*

En aval du barrage. Elle remonte ensuite en rive droite en longeant vers le Nord-Ouest à la cote 1000 *mNGA* puis longe par l'Ouest la retenue avant de s'infléchir vers le Nord en direction de *Mtat ben Slime* (1037 *mNGA*). Continuant vers le Nord, le tracé rejoint un collet sur la ligne de crête entre les versant Est et Ouest, à la cote 1065 *mNGA*. En ce point sera prévu un réservoir tampon au départ des deux branches.

La longueur de ce tronçon Commun est de 8268 ml. Son dimensionnement pour le débit de la journée de pointe (2000 l/s).

Nos intéresse que par le Branche Est.

▲ Branche est :

Une station de pompage (SP2) de deux étage est installé au point A pour alimenter les deux réservoirs d'*Oum El Bouaghi* et de *Ain Beida* . Son débit totale sera de 1200 l/s en journée de pointe.

L'alimentation de cette station est assuré gravitairement à partir d'un réservoir tampon à la cote 1065. (Voir figure N°III.1)

A partir du point A l'adduction se prolonge jusqu'à *Ain Béida* en suivant le tracé de base de la variante 1.

Soit un linéaire total de 57987 ml pour la Branche Est.

Total Adduction : 66255 m

Le plan de situation de la trace de l'adduction de transfert *Ourkiss* vers *Ain Beida* et *Oum El Bouaghi* est représenté dans la figure ci-dessous.

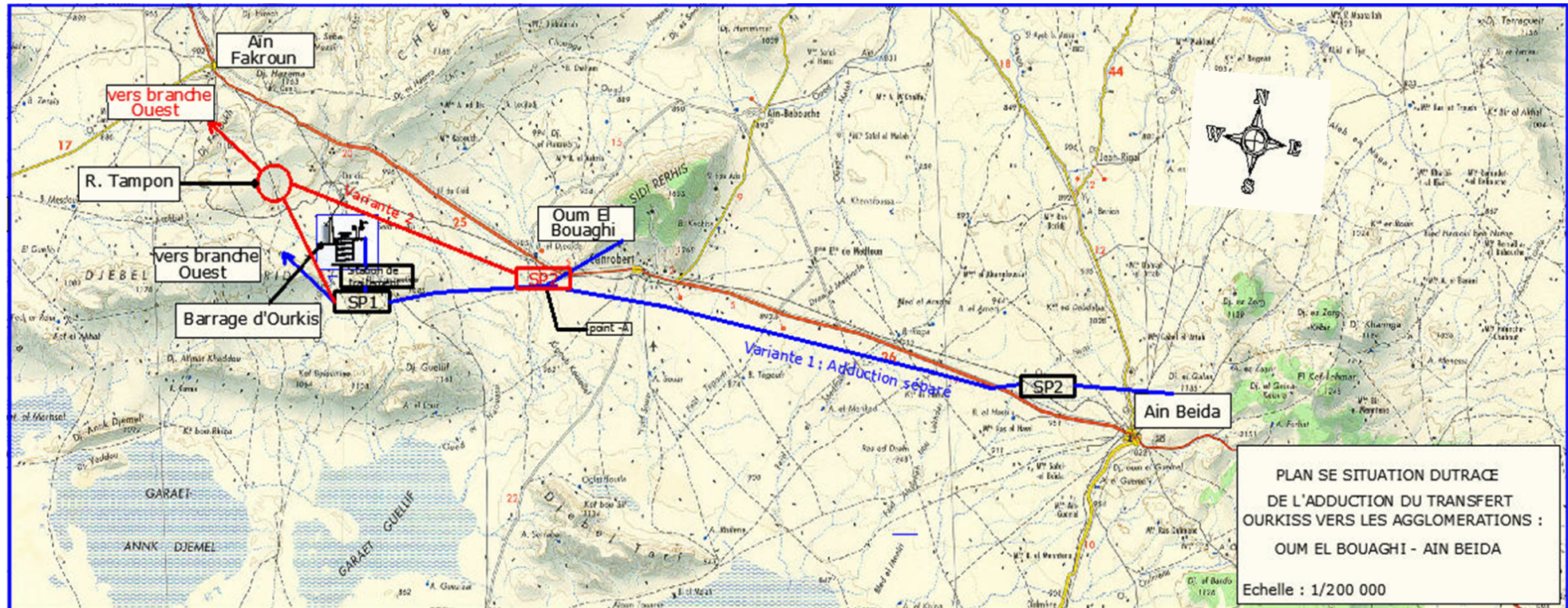


Figure N° III.1: Plan de situation du tracé de l'adduction de transfert Ourkiss vers Ain Beida et Oum El Bouaghi

III.4.2) Calcul hydraulique

III.4.2.1) Méthode de calcul [2][4]

III.4.2.1.1) Cas de refoulement

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

$$D_{ec} = \sqrt{Q} \quad (\text{Relation de Bonin}) \dots \dots \dots (III - 1)$$

$$D_{ec} = 1,5 * \sqrt{Q} \quad (\text{Relation de Bress}) \dots \dots \dots (III - 2)$$

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

Q : Débit véhiculé par la conduite (m^3/s).

Remarque : La formule de Bress n'est valable que pour les petits projets (longueur de conduite ≤ 1 Km).

Les linéaires correspondant à ce tracé s'établissent comme suit :

- Ourkiss—point A : 10 100ml
- point A— Réservoir OEB : 3 100ml
- point A —Ain Beida : 33 630ml .

▲ Hauteur manométrique totale :

La hauteur manométrique totale sera calculée de la manière suivante :

$$H_{mt} = H_g + \sum \Delta h \quad \dots \dots \dots (III - 3)$$

H_g : Différence de niveau entre le plan d'aspiration et le plan de refoulement (m) ;

$\sum \Delta h$: Somme des pertes de charge linéaires et singulières (m).

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

$$\sum \Delta h = 1,10 * \Delta h_p^{lin} \dots \dots \dots (III - 4)$$

Δh_p^{lin} : Pertes de charge linéaires (m).

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{\pi^2 * g * D^5} \quad (\text{Formule de Darcy - Weisbach}) \dots \dots \dots (III - 5)$$

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

Q : Débit à refouler (m^3/s) ;

L : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

λ : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement,

$$\text{Avec : } \lambda = (1,14 - 0,86 * \text{Ln} \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \quad (\text{Formule de Nikuradzé}) \dots \dots \dots (\text{III} - 6)$$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * \text{Log}(\frac{\varepsilon}{3,7 * D} + \frac{2,51}{R_e * \sqrt{\lambda}}) \quad (\text{Formule Colebrook}) \dots \dots \dots (\text{III} - 7)$$

▲ **la rugosité ε [7]**

La rugosité ε , d'une canalisation dépend non seulement de l'état de surface de la paroi intérieure, mais également, d'une façon plus importante, du nombre de coudes, tés et piquages, des irrégularités du profil de la conduite et du développement d'un bio-film.

L'expérience a montré qu'une valeur raisonnable est $\varepsilon = 0,1$ (quel que soit le revêtement intérieur) pour les conduites de distribution, et un peu moins (0,06 à 0,08) pour les conduites de grande taille avec un petit nombre d'accessoire par kilomètre.

(Source : **HYDROPAM** solution complète pour centrales hydroélectriques)

▲ **La puissance de pompage :**

$$P = \frac{\varphi * g * H_{mt} * Q}{\eta} \dots \dots \dots (\text{III} - 8)$$

P : Puissance absorbée par la pompe (KW) ;

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

H_{mt} : Hauteur manométrique totale (m) ;

Q : Débit à refouler (m^3/s) ;

η : Rendement de la station de pompage (65÷90)% ; On prend $\eta = 75\%$

▲ **Energie consommée par le pompage :**

L'énergie consommée par la station de pompage le long d'une année est le produit de la puissance de pompage et du temps (heures) de pompage par année.

$$E = P * t * 365 \dots \dots \dots (\text{III} - 9)$$

E : Énergie consommée pendant une année (KWh) ;

P : Puissance de pompage (KW) ;

t : Temps de pompage par jour (h).

▲ **Dépense annuelle de l'énergie :**

Les dépenses annuelles de l'énergie sont le produit du prix unitaire du KWh et de l'énergie consommée par année.

$$K = \delta * E \dots \dots \dots (\text{III} - 10)$$

K : Dépenses annuelles d'énergie (DA) ;

E : Energie consommée par année (KWh) ;

δ : Prix du KWh, varie trois fois par jour (voir le tableau N° III.3)

Tableau N°III. 1 : Variation journalière des tarifs de l'énergie

Périodes	Horaires	Nombre d'heure	Prix du KWh d'énergie
		(H)	(DA)
Heures pleines	06h00-1700h et 21h00-22h30	12,5	1,6147
Heures de pointes	17h00-21h00	4	7,2668
Heures creuses	22h30-06h00	7,5	0,8533

Source. SONELGAZ d'Oum El Bouaghi

Le prix moyen du KWh pendant les 20 heures de pompage est tel que :

$$\delta = \frac{\sum(\text{Prix}_i * \text{Nd'heure}_i)}{\sum \text{Nd'heure}} \dots \dots \dots \text{(III - 11)}$$

$$\Rightarrow \delta = 2,32$$

^ **frais Amortissement** :

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

$$F_{am} = P_{rc} * A \quad [DA] \dots \dots \dots \text{(III - 12)}$$

Avec

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \quad \dots \dots \dots \text{(III - 13)}$$

P_{rc} : Prix de la conduite en (DA)

F_{am} : Frais d'amortissement (%) ;

i : Taux d'annuité ; $i = 6 \%$;

n : Durée de l'amortissement de la conduite, $n = 20$ ans.

A.N :

$$A = \frac{0,06}{(1 + 0,06)^{20} - 1} + 0,06 = 0,0872 = 8,72 \%$$

III. 4. 2. 1. 2) Cas gravitaire : [2]

On calcule les pertes de charge par la formule :

$$\Delta H = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m} \dots\dots\dots (III - 14)$$

ΔH : La charge disponible (m) = la différence de cote entre le réservoir tampon et le point A

K' : Coefficient de frottement ;

L_e : Longueur équivalente de la conduite (m) ;

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

L_e : Longueur équivalente des pertes de charge singulière (m) avec $L_e = 1,10 * L_g$;

Q : Débit véhiculé par la conduite (m^3/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.

Selon le type de matériau les coefficients K' , m et β sont donnés dans le tableau III.2

Tableau N°III. 2 : Coefficients K' , m , β pour différents types de conduite :

Tuyau	K'	m	β
Acier et fonte	0,00179 - 0,001735	5,1 - 5,3	1,9 - 2
Amiante-ciment	0,00118	4,89	1,85
PVC et PEHD	0,001052	4,772	2

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_t}} \dots\dots\dots (III - 15)$$

III. 4. 3) Dimensionnement de l'adduction :

Les débits de pointe s'établissent comme suit :

- *Ourkiss* vers la station de traitement : $Q_{pointe} = 2 m^3/s$
- pour *Ain Beida* $Q_{pointe} = 0,733 m^3/s$
- pour *Oum El Bouaghi* $Q_{pointe} = 0,467 m^3/s$
- $\Sigma Q_{pointe \text{ de AB et OEB}} = 1,2 m^3/s$

III.4.3.1) Dimensionnement de la première variante

(Adduction séparées):

▲ Calcul Les Diamètres économique

Le calcul des diamètres économiques s'établissent comme suit :

- Ourkiss vers la station de traitement : $Q_{ec} = \sqrt{2} = 1410 \text{ mm}$
- Ourkiss — point A $Q_{ec} = \sqrt{1,2} = 1100 \text{ mm}$
- point A — Ain Beida $Q_{ec} = \sqrt{0,733} = 860 \text{ mm}$
- point A — Réservoir OEB $Q_{ec} = \sqrt{0,467} = 680 \text{ mm}$

- SP0 vers la Station de Traitement

Son rôle est d'alimenter la station lorsque le niveau d'eau dans le barrage est bas. Le reste du temps, l'alimentation se fait gravitairement

▲ Calcule la hauteur manométrique totale :

Les calculs sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau N°III. 3 : Détermination de l' Hmt de la pompe SP0

	D(m)	Q(m3/s)	V(m/s)	λ	Lg(m)	$\Delta(H)_{L(S \text{ et } A)}$	$\Delta(H)_{T(S \text{ et } A)}$	Hg	Hmt
Ourkiss vers S de T	1	2	2.55	0.0091	780	2.36	2.60	2.75	5.35
	1.1	2	2.11	0.0090	780	1.44	1.58	2.75	4.33
	1.2	2	1.77	0.0088	780	0.92	1.01	2.75	3.76
	1.3	2	1.51	0.0087	780	0.61	0.67	2.75	3.42
	1.4	2	1.30	0.0086	780	0.41	0.45	2.75	3.20

▲ Calcul des frais d'exploitation

Les calculs sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau N°III. 4 : Détermination de détermination de l'énergie consommée et de la dépense annuelle (tronçon Barrage — SP0)

	D(mm)	Q(m3/s)	Hmt (mce)	Puissance (KW)	Prés unitaire moyen δ	Consommation annuelle E(KWh)	Dépense annuelle K(DA)
Barrage vers SP0	1000	2	5.35	139.87	2.32	1021026.78	2368782.13
	1100	2	4.33	113.36	2.32	827517.574	1919840.77
	1200	2	3.76	98.31	2.32	717666.784	1664986.94
	1300	2	3.42	89.35	2.32	652254.527	1513230.5
	1400	2	3.20	83.79	2.32	611700.941	1419146.18

▲ *Calcul le frais d'amortissement*

Tableau N°III.5 : Détermination des frais d'amortissement (tronçon SP0—S de T)

D(mm)	Prix de ml (DA) (*)	Longueur (m)	frais d'amortissement
1000	39613.94	780	269438174.3
1100	43553.5	780	296233485.6
1200	47498.5	780	323065797.6
1300	51443.5	780	349898109.6
1400	55388.5	780	376730421.6

(*) : Voir Annexe (II.1)

▲ *Bilan*

Tableau N°III.6 : Bilan du tronçon SP0 — S de T

Diamètre (mm)	1000	1100	1200	1300	1400
<i>frais d'exploitation (DA)</i>	2368782.126	1919840.77	1664986.94	1513230.503	1419146.18
<i>frais d'amortissement (DA)</i>	2694381.743	2962334.86	3230657.976	3498981.096	3767304.22
<i>Bilan (DA)</i>	271806956.4	298153326	324730784.5	351411340.1	378149568

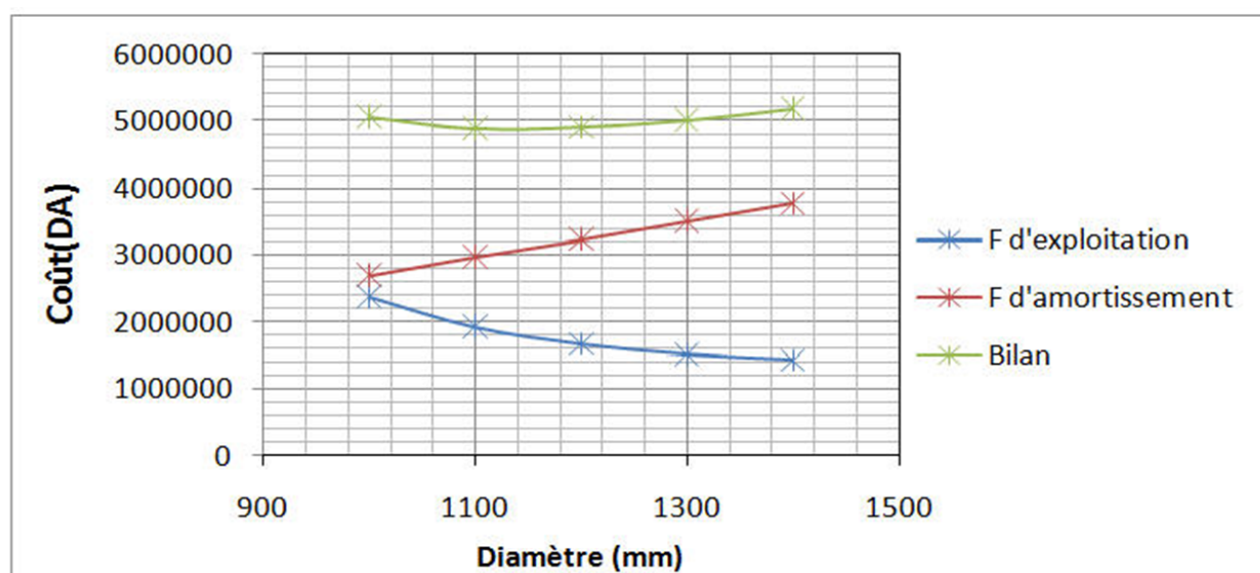


Figure N° III.2: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon SP0 — S de T)

Conclusion :

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de 1100mm, avec une vitesse de 2,11 m/s et sur une longueur de 780 m.

- SP1 vers le réservoir d'Oum El Bouaghi :

✓ *tronçon A — R. d'O.E.B*

▲ *Calcul la hauteur manométrique totale :*

Les calculs résumés dans le tableau suivant :

Tableau N°III. 7 : Détermination de la *Hmt* du tronçon A — R. de O.E.B

	D(m)	Q(m ³ /s)	V(m/s)	λ	Lg(m)	$\Delta(H)_{L(S \text{ et } A)}$	$\Delta(H)_{T(S \text{ et } A)}$	Hg	<i>Hmt</i>
point A vers Oum El Bouaghi	0.45	0.467	2.94	0.0107	3100	32.49	35.74	135	170.74
	0.5	0.467	2.38	0.0105	3100	18.78	20.65	135	155.65
	0.6	0.467	1.65	0.0101	3100	7.27	8.00	135	143.00
	0.7	0.467	1.21	0.0098	3100	3.26	3.59	135	138.59
	0.8	0.467	0.93	0.0096	3100	1.63	1.79	135	136.79

▲ *Calcul des frais d'exploitation*

Tableau N°III. 8 : Détermination de détermination de l'énergie consommée et de la dépense annuelle (tronçon: A — R. de O.E.B)

	D(mm)	Q(m ³ /s)	<i>Hmt</i> (mce)	Puissance (KW)	Prés unitaire moyen δ	Consommation annuelle E(KWh)	Dépense annuelle K(DA)
point A vers Oum El Bouaghi	450	0.467	170.74	1042.94	2.32	7613472.12	17663255.3
	500	0.467	155.65	950.77	2.32	6940593.51	16102176.9
	600	0.467	143.00	873.50	2.32	6376517	14793519.4
	700	0.467	138.59	846.56	2.32	6179870.57	14337299.7
	800	0.467	136.79	835.56	2.32	6099606.72	14151087.6

▲ *Calcul le frais d'amortissement*

Tableau N°III. 9 : Détermination des frais d'amortissement (A — R. de O.E.B)

D(mm)	Prix de ml (DA) (*)	Longueur (m)	frais d'amortissement
450	15982.11	3100	4320283.975
500	17885.15	3100	4834713.748
600	22831.78	3100	6171886.77
700	27777.32	3100	7508765.142
800	31722.86	3100	8575323.515

(*) : Voir *Annexe (II. 1)*

▲ *Bilan*

Tableau N°III. 10 : Bilan du tronçon: A — R. de O.E.B

Diamètre (mm)	450	500	600	700	800
<i>frais d'exploitation</i> (DA)	17663255.32	16102176.9	14793519.45	14337299.72	14151087.6
<i>frais d'amortissement</i> (DA)	4320283.975	4834713.75	6171886.77	7508765.142	8575323.52
<i>Bilan (DA)</i>	21983539.3	20936890.7	20965406.22	21846064.87	22726411.1

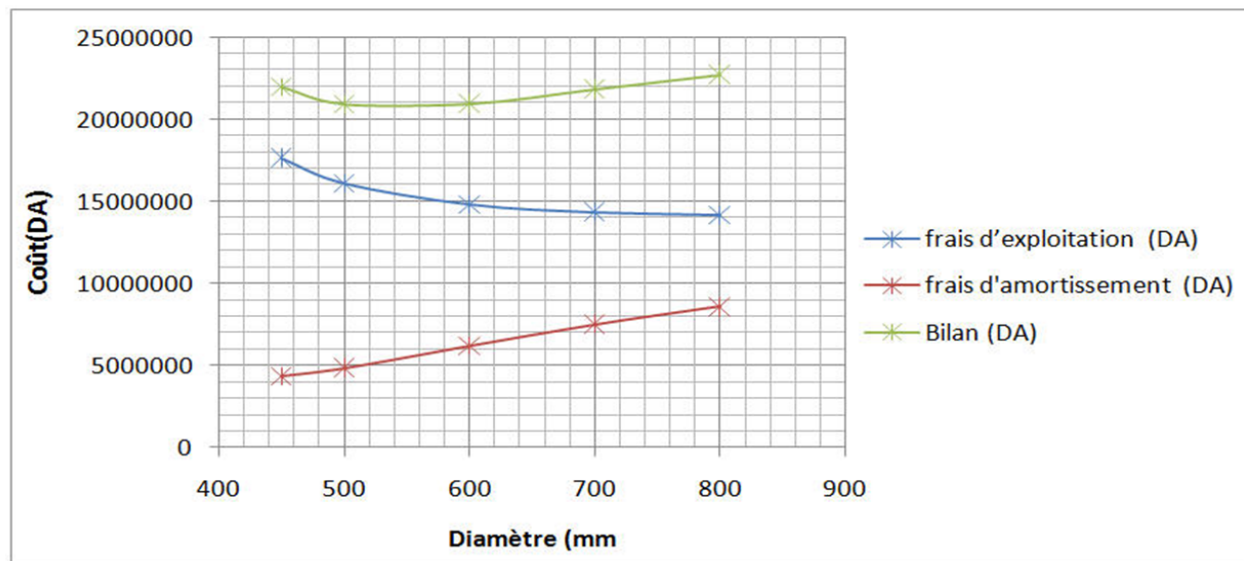


Figure N° III.3: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon A — R. d'O.E.B)

Conclusion :

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de 600 mm, avec une vitesse de 1,65 m/s et sur une longueur de 3100 m.

✓ tronçon S de T — Point A

▲ Calcul la hauteur manométrique totale :

Les résultats du calculs sont regroupé dans le tableau suivant :

Tableau N°III. 11 : Détermination de la *Hmt* du tronçon S de T — Point A

	D(m)	Q(m ³ /s)	V(m/s)	λ	Lg(m)	$\Delta(H)_{L(S \text{ et } A)}$	$\Delta(H)_{T(S \text{ et } A)}$	Hg	<i>Hmt</i>
S de T vers point A	0.8	1.2	2.39	0.0096	10100	35.06	38.57	143	181.57
	0.9	1.2	1.89	0.0093	10100	19.02	20.92	143	163.92
	1	1.2	1.53	0.0091	10100	11.00	12.10	143	155.10
	1.1	1.2	1.26	0.0090	10100	6.71	7.38	143	150.38
	1.2	1.2	1.06	0.0088	10100	4.27	4.70	143	147.70

▲ Calcul des frais d'exploitation

Tableau N°III. 12 : Détermination de détermination de l'énergie consommée et de la dépense annuelle (tronçon: S de T — Point A)

	D(mm)	Q(m ³ /s)	<i>Hmt</i> (mce)	Puissance (KW)	Prés unitaire moyen δ	Consommation annuelle E(KWh)	Dépense annuelle K(DA)
S de T vers point A	800	1.2	181.57	2849.92	2.32	20804435.9	48266291.2
	900	1.2	163.92	2572.89	2.32	18782084.7	43574436.6
	1000	1.2	155.10	2434.45	2.32	17771482.1	41229838.4
	1100	1.2	150.38	2360.36	2.32	17230660.7	39975132.8
	1200	1.2	147.70	2318.30	2.32	16923584.2	39262715.3

▲ *Calcul le frais d'amortissement*

Tableau N°III. 13 : Détermination des frais d'amortissement (S de T — Point A)

D (mm)	Prix de ml (DA) (*)	Longueur (m)	frais d'amortissement
800	31722.86	10100	27938957.26
900	35668.4	10100	31413873.25
1000	39613.94	10100	34888789.24
1100	43553.5	10100	38358438.52
1200	47498.5	10100	41832878.92

(*) : Voir Annexe (II.1)

▲ *Bilan*

Tableau N°III. 14 Bilan du tronçon: S de T — Point A

Diamètre (mm)	800	900	1000	1100	1200
<i>frais d'exploitation (DA)</i>	48266291.19	43574436.6	41229838.43	39975132.83	39262715.3
<i>frais d'amortissement (DA)</i>	27938957.26	31413873.2	34888789.24	38358438.52	41832878.9
<i>Bilan (DA)</i>	76205248.45	74988309.8	76118627.66	78333571.35	81095594.2

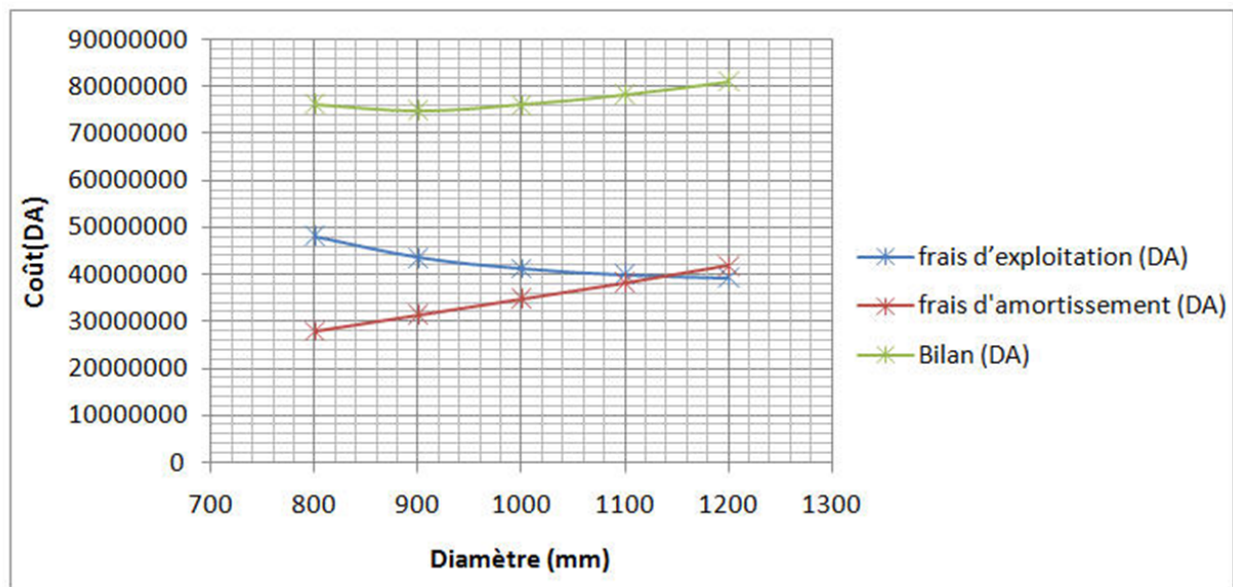


Figure N° III.4: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon S de T — point A)

Conclusion :

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de 900 mm, avec une vitesse de 1,89 m/s et sur une longueur de 3100 m.

- Détermination des pertes de charge totale Pt A vers SP2 :

Les calculs sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau N°III. 15 : Détermination de ΔH_T du tronçon A — SP2

	D(mm)	Q(m ³ /s)	V(m/s)	λ	Lg(m)	$\Delta(H)_{L(S \text{ et } A)}$	$\Delta(H)_{T(S \text{ et } A)}$
point A vers SP2	0.6	0.733	2.59	0.0101	30929.67	178.73	196.60
	0.7	0.733	1.91	0.0098	30929.67	80.19	88.20
	0.8	0.733	1.46	0.0096	30929.67	40.06	44.07
	0.9	0.733	1.15	0.0093	30929.67	21.73	23.90
	1	0.733	0.93	0.0091	30929.67	12.57	13.83

- SP2 vers le réservoir de *Ain Beida* :

Tableau N°III. 16 : Détermination de l' *Hmt* de la pompe SP2

	D(mm)	Q(m ³ /s)	V(m/s)	λ	Lg(m)	$\Delta(H)_{L(S \text{ et } A)}$	$\Delta(H)_{T(S \text{ et } A)}$	Hg	<i>Hmt</i>
SP2 vers Ain Beida	0.6	0.733	2.59	0.0101	2700.33	15.60	17.16	140	157.16
	0.7	0.733	1.91	0.0098	2700.33	7.00	7.70	140	147.70
	0.8	0.733	1.46	0.0096	2700.33	3.50	3.85	140	143.85
	0.9	0.733	1.15	0.0093	2700.33	1.90	2.09	140	142.09
	1	0.733	0.93	0.0091	2700.33	1.10	1.21	140	141.21

▲ *Calcul des frais d'exploitation*

Tableau N°III. 17 : Détermination de détermination de l'énergie consommée et de la dépense annuelle (tronçon SP2 –R de Ain Beida)

	D(mm)	Q(m ³ /s)	<i>Hmt</i> (mce)	Puissance (KW)	Prés unitaire moyen δ	Consommation annuelle E(KWh)	Dépense annuelle K(DA)
SP2 vers Ain Beida	600	0.733	157.16	1506.79	2.32	10999592.6	25519054.8
	700	0.733	147.70	1416.09	2.32	10337489.3	23982975.2
	800	0.733	143.85	1379.18	2.32	10068028.7	23357826.6
	900	0.733	142.09	1362.31	2.32	9944846.7	23072044.4
	10000	0.733	141.21	1353.87	2.32	9883255.7	22929153.2

▲ *Calcul le frais d'amortissement*

Tableau N°III. 18 : Détermination des frais d'amortissement (SP2 – R de Ain Beida)

D(mm)	Prix de ml (DA) (*)	Longueur (m)	frais d'amortissement
600	22831.78	2700.33	5376171.291
700	27777.32	2700.33	6540691.541
800	31722.86	2700.33	7469743.015
900	35668.4	2700.33	8398794.49
1000	39613.94	2700.33	9327845.964

(*) : voir *Annexe (II. 1)*

▲ *Bilan*

Tableau N°III. 19 : Bilan du tronçon SP2 – R de Ain Beida

Diamètre (mm)	600	700	800	900	1000
<i>frais d'exploitation</i> (DA)	25519054.76	23982975.23	23357826.59	23072044.35	22929153.23
<i>frais d'amortissement</i> (DA)	5376171.291	6540691.541	7469743.015	8398794.49	9327845.964
<i>Bilan (DA)</i>	30895226.05	30523666.77	30827569.6	31470838.84	32256999.2

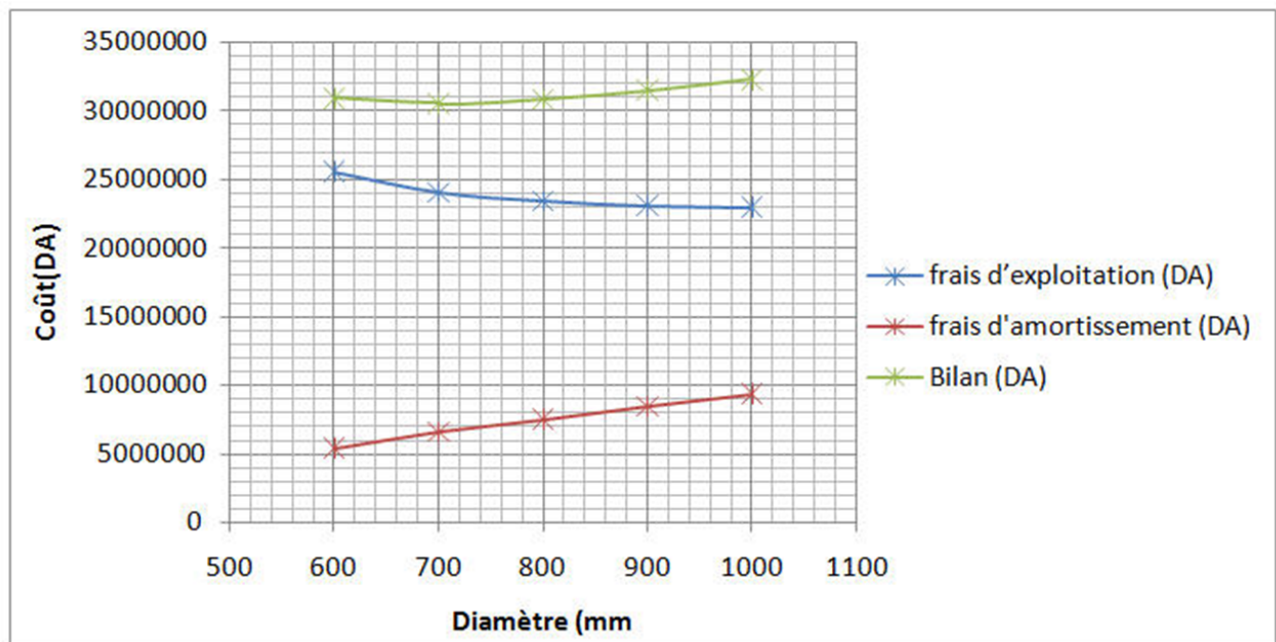


Figure N° III.5: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon SP2— Ain Beida)

Conclusion :

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de 700 mm, avec une vitesse de 1,91 m/s et sur une longueur de 2700.33 m.

III.4.3.2) Dimensionnement de la deuxième variante

(Adduction avec Tronçons Commun)

III.4.3.2.1) Parties de refoulement :

Tronçon Commun

- Ourkiss vers la S de T (station de pompage intermédiaire SP0)

Cette station aura pour vocation d'assurer le transfert des eaux brutes entre le barrage et la station de traitement lorsque le niveau dans le barrage ne permettra plus d'assurer une alimentation gravitaire de la station.

Elle sera implantée à l'aval du barrage dans la zone retenue pour l'implantation de la station de traitement. Son débit est de $2 \text{ m}^3/\text{s}$ pour une hauteur d'élévation maximale de $3,42 \text{ m}$ environ.

- S de T vers le réservoir tampon (SP1)

Le diamètre économique est donné par la relation (III - 1)

$$Q_{ec} = \sqrt{2} = 1,41\text{m} = 1410 \text{ mm}$$

▲ *Calcul de la hauteur manométrique totale :*

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau N°III. 20 : Détermination de l' *Hmt* de la pompe SP1-- R tampon

	D(mm)	Q(m3/s)	V(m/s)	λ	Lg(m)	$\Delta(H)_{L(S \text{ et } A)}$	$\Delta(H)_{T(S \text{ et } A)}$	Hg	<i>Hmt</i>
S de T vers R tampon	1	2	2.55	0.0091	8268	25.02	27.52	130.75	158.27
	1.1	2	2.11	0.0090	8268	15.26	16.78	130.75	147.53
	1.2	2	1.77	0.0088	8268	9.71	10.69	130.75	141.44
	1.3	2	1.51	0.0087	8268	6.41	7.05	130.75	137.80
	1.4	2	1.30	0.0086	8268	4.37	4.80	130.75	135.55

▲ *Calcul des frais d'exploitation*

Tableau N°III. 21 : Détermination de l'énergie consommée et de la dépense annuelle (tronçon SP1-- R tampon)

	D(mm)	Q(m3/s)	<i>Hmt</i> (mce)	Puissance (KW)	Prés unitaire moyen δ	Consommation annuelle E(KWh)	Dépense annuelle K(DA)
S de T vers R tampon	1000	2	158.27	4140.34	2.32	30224505.36	70120852.4
	1100	2	147.53	3859.38	2.32	28173509.04	65362541
	1200	2	141.44	3700.07	2.32	27010513.92	62664392.3
	1300	2	137.80	3604.85	2.32	26315390.4	61051705.7
	1400	2	135.55	3545.99	2.32	25885712.4	60054852.8

▲ *Calcul le frais d'amortissement*

Tableau N°III. 22 : Détermination des frais d'amortissement (tronçon SP1-- R tampon)

D(mm)	Prix de ml (DA) (*)	Longueur (m)	frais d'amortissement
1000	39613.94	8268	28560446.48
1100	43553.5	8268	31400749.47
1200	47498.5	8268	34244974.55
1300	51443.5	8268	37089199.62
1400	55388.5	8268	39933424.69

(*) : Voir *Annexe (II. 1)*

▲ *Bilan*

Tableau N°III. 23 Bilan du tronçon SP1-- R tampon

Diamètre (mm)	1000	1100	1200	1300	1400
<i>frais d'exploitation</i> (DA)	70120852.4	65362541	62664392.3	61051705.7	60054852.8
<i>frais d'amortissement</i> (DA)	28560446.5	31400749.5	34244974.5	37089199.6	39933424.7
<i>Bilan (DA)</i>	98681298.88	96763290.47	96909366.85	98140905.32	99988277.49

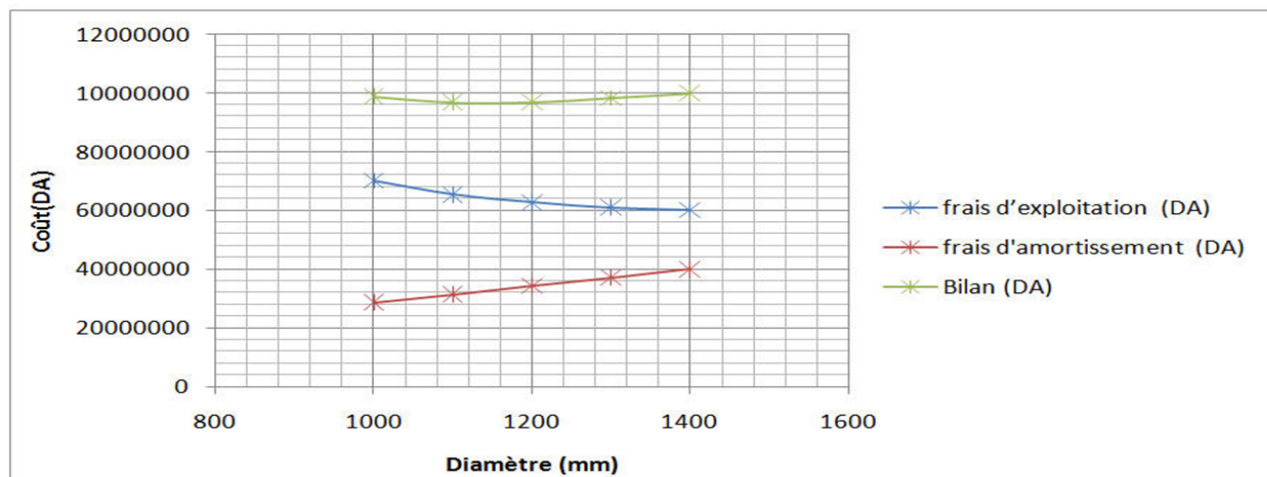


Figure N° III.6: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon SP1—R tampon)

Conclusion :

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de 1100 mm, avec une vitesse de 2,11 m/s et sur une longueur de 8268 m.

- SP2 (Pt A) vers le réservoir d'O E B :

♣ *Calcul le débit économique :*

D'après la relation de Bonin (III – 1)

$$Q_{ec} = \sqrt{0,467} = 0,68 \text{ m} = 680 \text{ mm}$$

♣ *Calcule de la Hmt*

Tableau N°III. 24 : Détermination de l' Hmt de la pompe SP2-- R de O.E.B

	D(mm)	Q(m3/s)	V(m/s)	λ	Lg(m)	$\Delta(H)_{L(S \text{ et } A)}$	$\Delta(H)_{T(S \text{ et } A)}$	Hg	Hmt
point A vers Oum El Bouaghi	0.4	0.467	3.72	0.0110	3100	60.01	66.01	175.00	241.01
	0.5	0.467	2.38	0.0105	3100	18.78	20.65	175.00	195.65
	0.6	0.467	1.65	0.0101	3100	7.27	8.00	175.00	183.00
	0.7	0.467	1.21	0.0098	3100	3.26	3.59	175.00	178.59
	0.8	0.467	0.93	0.0096	3100	1.63	1.79	175.00	176.79

♣ *Calcul des frais d'exploitation*

Tableau N°III. 25 : Détermination de détermination de l'énergie consommée et de la dépense annuelle

	D(mm)	Q(m3/s)	Hmt (mce)	Puissance (KW)	Prés unitaire moyen δ	Consommation annuelle E(KWh)	Dépense annuelle K(DA)
point A vers Oum El Bouaghi	400	0.467	241.01	1472.18	2.32	10746883.66	24932770.1
	500	0.467	195.65	1195.10	2.32	8724234.628	20240224.3
	600	0.467	183.00	1117.83	2.32	8160158.124	18931566.8
	700	0.467	178.59	1090.89	2.32	7963511.691	18475347.1
	800	0.467	176.79	1079.90	2.32	7883247.84	18289135

▲ *Calcul le frais d'amortissement*

Tableau N°III. 26 : Détermination des frais d'amortissement (SP2-- R de O.E.B)

D(mm)	Prix de ml (DA) ^(*)	Longueur (m)	frais d'amortissement
400	14910.06	3100	4030487.419
500	17885.15	3100	4834713.748
600	22831.78	3100	6171886.77
700	27777.32	3100	7508765.142
800	31722.86	3100	8575323.515

(*) : Voir Annexe (II. 1)

▲ *Bilan*

Tableau N°III. 27 : Bilan du tronçon SP2-- R de O.E.B

Diamètre (mm)	400	500	600	700	800
<i>frais d'exploitation (DA)</i>	24932770.1	20240224.34	18931566.8	18475347.1	18289135
<i>frais d'amortissement (DA)</i>	4030487.42	4834713.75	6171886.77	7508765.14	8575323.52
<i>Bilan (DA)</i>	28963257.5	25074938.1	25103453.6	25984112.2	26864458.5

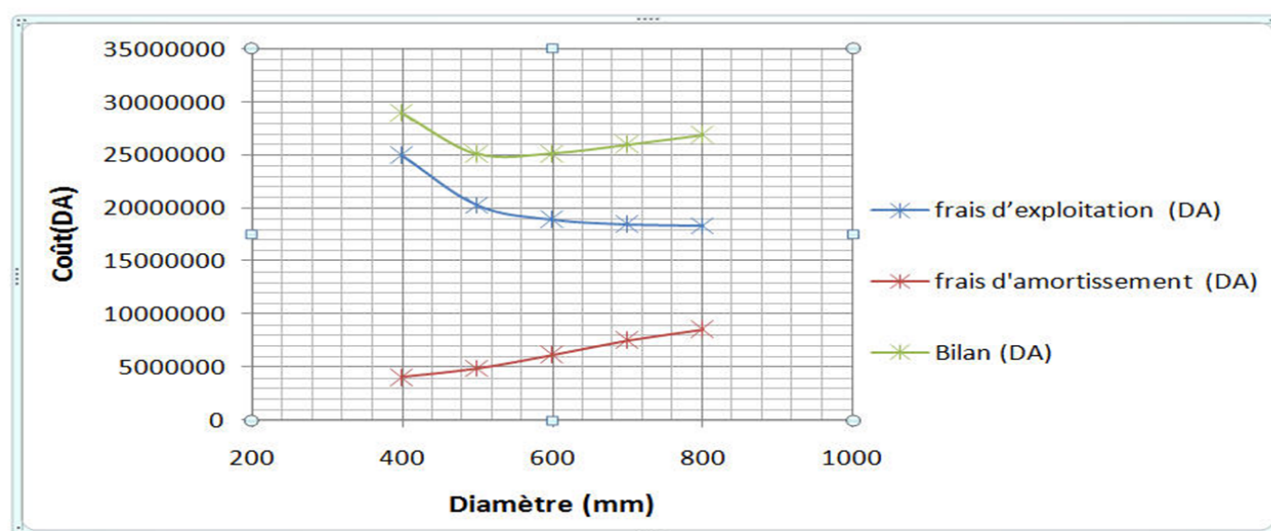


Figure N° III.7: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon SP2-- R d'O.E.B)

Conclusion :

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de 500 mm, avec une vitesse de 2,38 m/s et sur une longueur de 3100 m.

- SP2 (Pt A) vers le réservoir de *Ain Beiba*:

▲ *Calcul le débit économique :*

D'après la relation de *Bonin* (III – 1)

$$Q_{ec} = \sqrt{0,733} = 860 \text{ mm}$$

▲ *Calcul de la Hmt*

Tableau N°III. 28 : Détermination de l' Hmt de la pompe (SP2-- R de A.B)

	D(mm)	Q(m3/s)	V(m/s)	λ	Lg(m)	$\Delta(H)_L$	$\Delta(H)_r$	Hg	Hmt
point A vers Ain Beiba	0.6	0.733	2.59	0.0101	33630	194.33	213.76	214.00	427.76
	0.7	0.733	1.91	0.0098	33630	87.19	95.90	214.00	309.90
	0.8	0.733	1.46	0.0096	33630	43.56	47.91	214.00	261.91
	0.9	0.733	1.15	0.0093	33630	23.63	25.99	214.00	239.99
	1	0.733	0.93	0.0091	33631	13.67	15.04	214.00	229.04

▲ *Calcul des frais d'exploitation*

Tableau N°III. 29 : Détermination de l'énergie consommée et de la dépense annuelle

	D(mm)	Q(m3/s)	Hmt (mce)	Puissance (KW)	Prés unitaire moyen δ	Consommation annuelle E(KWh)	Dépense annuelle K(DA)
point A vers Ain Beiba	600	0.733	427.76	4101.25	2.32	29939093.99	69458698.1
	700	0.733	309.90	2971.21	2.32	21689830.34	50320406.4
	800	0.733	261.91	2511.10	2.32	18331021.18	42527969.1
	900	0.733	239.99	2300.94	2.32	16796845.38	38968681.3
	1000	0.733	229.04	2195.95	2.32	16030457.38	37190661.1

▲ *Calcul le frais d'amortissement*

Tableau N°III. 30 : détermination des frais d'amortissement (SP2-- R de A.B)

D(mm)	Prix de ml (DA) ^(*)	Longueur (m)	frais d'amortissement
600	22831.78	33630	66955016.8
700	27777.32	33630	81457990.9
800	31722.86	33630	93028429
900	35668.4	33630	104598867
1000	39613.94	33631	116172759

(*) : voir Annexe (II. 1)

▲ *Bilan*

Tableau N°III. 31 : Bilan du tronçon SP2-- R de A.B

Diamètre (mm)	600	700	800	900	1000
<i>frais d'exploitation (DA)</i>	69458698.1	50320406.4	42527969.15	38968681.29	37190661.12
<i>frais d'amortissement (DA)</i>	66955016.8	81457990.9	93028429	104598867	116172759
<i>Bilan (DA)</i>	136413715	131778397	135556398	143567548	153363421

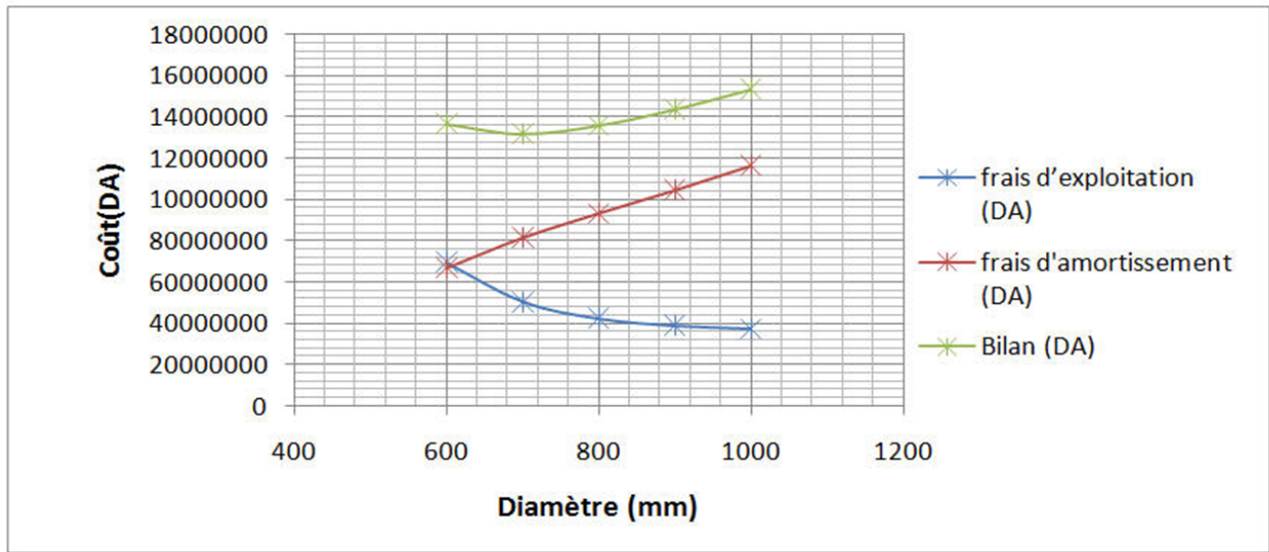


Figure N° III.8: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon SP2-- R de A.B)

Conclusion :

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de 700 mm, avec une vitesse de 1,91 m/s et sur une longueur de 33630m.

III. 4. 3. 2. 2) La partie gravitaire (R tampon vers la Station de pompage « au pt A »

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire par la relation (III-14)

Dans notre cas, on prend : $K' = 0,001735; \beta = 2 ; m = 5.3$

Les résultats des calculs sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau N°III. 32 : Détermination de diamètre avantageux (réservoir – Station de pompage 2)

	La charge disponible (m)	Q (m3/s)	Longueur (m)	Diamètre avantageuse D_{av} (mm)	V (m/s)
R tampon vers SP2	169	1.2	22733.7	814	2,31

Le diamètre calculé avantageuse de la conduite gravitaire comprise entre Ø800 et Ø900

Dans ce cas pour satisfaire les conditions imposées (La charge disponible) on peut écrire

moymment la formule approchée : $\Delta H = k' Q^\beta \left[\frac{l_1}{D_{n1}^m} + \frac{l_2}{D_{n2}^m} \right]$ (III – 16)

Avec : $l = 20667 = l_1 + l_2$

$D_{n1} = 900 \text{ mm} ; D_{n2} = 800 \text{ mm}$

Donc en trouve : pour $D_{n1} \rightarrow l_1 = 135,9 \text{ m} ; D_{n2} \rightarrow l_2 = 20531,1 \text{ m}$

III.4.4) Comparaison des variantes :

On essaie de faire une comparaison (Tableau N°III.32) pour choisir l'une des deux variantes.

Tableau N°III.33 : Comparaison des variantes

Famille de variante	Sous variante	Débit en tête (m ³ /s)	Linéaire total (m)	Linéaire par diamètre (mm : m)	Puissance nécessaire au pompage	Commentaire
1. Adductions Séparées	Pompage doublé sur la branche Est	1,2	47610	DN600 : 3100 DN700 : 33630 DN900 : 10100 DN1100 : 780	4995,84kw	
2. Adduction avec tronçon commun	Réservoir tampon 1065 mNGA	1,2	TC : 9048 BE : 57397	DN500 : 3100 DN700 : 33630 DN800 : 20531,1 DN900 : 135,9 DN1100 : 9048	8025,69 kw	<ul style="list-style-type: none"> • Linéaire total plus élevé • Dépense d'énergie plus importante

Il ressort de ce tableau les éléments suivants :

- La variante 1 dont les tracés sont plus directs présente un linéaire plus faible de 9787 ml que la variante 2. Cela est dû à un allongement notable des tracés pour remonter vers le Nord puis vers l'Est et l'Ouest.
- En variante 2, le Tronçon Commun présente un diamètre de 1100mm sur une longueur de 9048 ml et un linéaire plus important en DN 700. La puissance nécessaire au pompage est également plus élevée que la variante 1, ainsi que les dépenses d'énergie correspondant.

Sur la base des éléments qui précèdent proposant la **variante 1** caractérisée par une adduction séparées avec un diamètre proportionnellement faible sur une longueur moins élevée que la 2^{ème} variante

Conclusion

Les résultats de dimensionnement obtenus suite à l'utilisation de l'estimation des diamètres économiques sont très acceptables vu la comparaison faite avec les relations de *Bonnin* et de *Bresse*. Une série de tableaux sont dressés à partir desquels on tire directement le diamètre économique par la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation.

Chapitre IV

Calcul des réservoirs

« Science sans
conscience n'est
que ruine de
l'âme... »

Rabelais

CHAPITRE IV : CALCUL DES RESERVOIRS

Introduction

Les réservoirs sont des ouvrages hydrauliques permettant l'accumulation de l'eau. Ils doivent être résistants, étanches tout en assurant :

- Une régularité dans le fonctionnement du pompage.
- Une régularité de la pression dans le réseau de distribution
- Le débit maximum demandé aux heures de pointe et les quantités d'eau nécessaires pour combattre efficacement les incendies.

IV. 1) Classification des réservoirs[3]

- **Types de réservoirs :**

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

- Enterrés,
- Semi-enterrés,
- Sur sol,
- Sur tour (château d'eau).
- **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.
- **Selon leur capacité, les réservoirs peuvent prendre la forme :**
 - Rectangulaire ou carrée,
 - Circulaire,

IV. 2) Emplacement des réservoirs[3]

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

IV.3) Equipement des réservoirs

IV.3.1) Généralités

Au niveau de la conception des équipements, il convient bien entendu d'étudier de façon correcte les problèmes proprement hydrauliques du réservoir mais également les problèmes liés à l'exploitation en prévoyant les équipements permettant à l'exploitant d'être informé sur les conditions de fonctionnement et en ne perdant pas par ailleurs de vue qu'il sera nécessaire d'intervenir sur le réservoir chaque année pour son nettoyage et plusieurs fois dans la vie de l'ouvrage pour des opérations d'entretien (génie civil, équipements hydrauliques...).

Les principaux équipements sont généralement regroupés dans une chambre d'accès facile et convenablement dimensionnée. Sont à éviter, même pour les petits ouvrages les équipements disposés sous bouche à clé ou dans des regards d'accès difficile. Tous ces équipements doivent être facilement accessibles et manœuvrables et l'on prévoira à cet effet toutes les passerelles et escaliers de service, d'accès et de manœuvre nécessaires. tous les équipements hydrauliques doivent être facilement démontables et les joints de démontage nécessaires doivent être prévus.

Le problème de la manutention d'équipements parfois très lourds (plusieurs centaines de kilogrammes) doit être étudié avec soin et les locaux, suivant les cas, doivent être équipés de crochets, rails ou poutre roulante permettant l'utilisation de palans.

IV.3.2) Equipements d'intervention

Les accès aux cuves pour surveillance, entretien ou réparation, doivent être possibles.

On prévoit généralement une trappe d'accès pour le personnel et une trappe spécifique importante pour l'entrée éventuelle du matériel ou/ et des matériaux.

Tous les accès (portes, trappes, échelles,...) aux cuves et chambres de vannes doivent être protégés contre les intrusions des personnes étrangères au service.

IV.3.3) Equipements de nettoyage

- Trappes de visite pour le personnel et le matériel
- Equipements spéciaux pour le nettoyage
- Pompe d'alimentation en eau

IV.3.4) Equipements hydrauliques [2]

Un réservoir unique ou compartimenté doit être équipé :

- d'une conduite d'arrivée ou d'alimentation ;
- d'une conduite de départ ou de distribution ;
- d'une conduite de vidange ;
- d'une conduite de trop-plein ;
- d'une conduite by-pass ;
- du système de matérialisation d'incendie.

Toutes ces conduites doivent normalement aboutir dans une chambre de

manœuvre. Le traversée des parois des réservoirs par les diverses canalisations peuvent s'effectuer, soit à l'aide des gaines étanches comprenant un corps en fonte muni de cannelures extérieures et de deux brides de raccordement, soit au moyen de manchons et viroles à double brides.

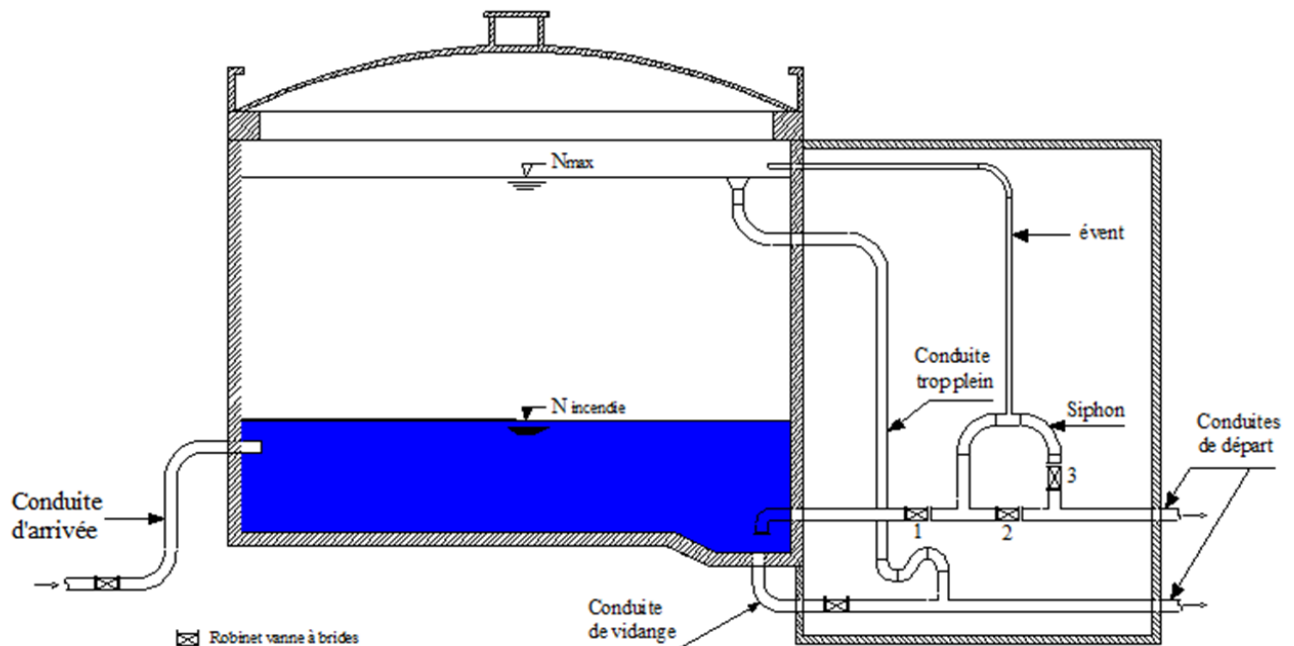


Figure N° IV.1: Equipements hydrauliques des réservoirs

III. 4) Capacité de réservoirs

Pour satisfaire au rôle qu'il doit jouer, le réservoir doit avoir une capacité suffisante. Cette dernière doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée comme à la sortie, c'est-à-dire d'une part, du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont et, d'autre part, de la variation de la demande.

Le plus souvent, la capacité est calculée en tenant compte des variations journalières, du jour de la plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie.

IV. 5) Principe de calcul

Pour estimer la capacité d'un réservoir, nous devons procéder à :

- Soit à la méthode graphique qui tient compte de la courbe de consommation totale déduite à partir des coefficients des variations horaires de la consommation et de la courbe d'apport du débit pompé.
- Soit à la méthode analytique qui tient aussi compte des débits d'apport et des débits de départ du réservoir.

IV. 5. 1) La méthode analytique

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

$$V_r = \frac{a * Q_{moy,J}}{100} \dots \dots \dots (IV - 1)$$

V_r : Capacité résiduelle (m^3),

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

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

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

$$V_T = V_r + V_{inc} \dots \dots \dots (IV - 2)$$

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

V_{inc} : volume d'incendie estimé pour 2 heures avec un débit de $60m^3/h = 120 m^3$

(c'est un volume minimum) ;

IV. 5.2) Méthode graphique

Cette méthode est basée sur le traçage des courbes de la consommation maximale journalière et celle caractérisant l'apport de la station de pompage; en additionnant en valeur absolue les écarts de deux extremums de la courbe de consommation par rapport à celle d'apport, on obtiendra le résidu maximal journalier.

Donc :

$$R_{max} = |V^+| + |V^-| \dots \dots \dots (IV - 3)$$

Le volume de régulation V_r est calculé selon la formule suivante :

$$V_r = \frac{Q_{moy,J} * R_{max}}{100} m^3 \dots \dots \dots (IV - 4)$$

Dont le volume total sera :

$$V_T = V_r + V_S$$

Avec : V_S = Volume de sécurité nécessaire (*)

(*) La détermination de ce volume de sécurité dépend donc de la configuration générale du réseau, de la possibilité de secours existant en terme d'approvisionnement en eau potable et de l'objectif que se fixe l'administration au regard des enjeux et usages locaux comparés aux investissements.

Un volume de sécurité permettant une autonomie de 10 heures en journée moyenne apparaît dans la plupart des cas comme le plus satisfaisant. C'est la valeur que nous proposons de retenir dans le cadre de cette étude.

Il faut noter que cette autonomie de 10 heures correspond au niveau de marnage le plus faible dans les réservoirs. Si l'on considère le niveau moyen dans les réservoirs au cours d'une journée, cette autonomie passera à 13 heures et pourra atteindre 18 heures lorsque les réservoirs seront complètement remplis.

Il faut noter qu'il convient également de prévoir un volume destiné à la réserve incendie. Ce volume a été estimée sur la base de deux incendies simultanées pour une durée de deux heures soit une capacité totale de 120 m^3 . Ce volume est considéré comme faisant partie du volume de sécurité.

IV. 6) Dimensionnement des réservoirs du système d'adduction

Les réservoirs à dimensionner dans notre cas, sont des réservoirs terminaux au niveau de chaque localité.

Le choix du volume des réservoirs à créer au droit de chaque ville doit être fait en considérant plusieurs paramètres :

- assurer la régulation intra-journalière des débits entrant en fonction de la demande en aval et du mode d'alimentation des réservoirs.
- assurer une autonomie de distribution en cas d'une rupture de l'alimentation en eau potable du réservoir

▲ Régulation Intra-journalière

La consommation au droit des agglomérations fluctue fortement au cours de la journée. Le ratio entre la demande maximale (pointe horaire) et minimale peut varier entre 3 et 5. Les fortes consommations se situent généralement dans la matinée (entre 9 et 12 heures) et dans la soirée (18 et 21 heures) alors que les faibles consommations se situent dans les périodes nocturnes.

Pour tenir compte de ces fluctuations, il est nécessaire que le volume global de stockage disponible pour une agglomération soit capable d'apporter un volume de régulation suffisant : le réservoir engraisse durant les périodes de faible consommation et de vidange durant les périodes de forte consommation. Ce volume de régulation est habituellement calculé sur la base de la courbe de répartition journalière de la consommation qui est obtenue par des mesures statistiques sur une longue période.

Il faut noter que dans la plupart des cas, les réservoirs sont alimentés par l'intermédiaire de refoulement et qu'il est donc recherché une optimisation des programmes de pompage pour limiter la consommation d'énergie. Les débits de pompage sont donc calés afin de permettre un arrêt de ceux-ci durant les périodes de forte tarification de l'énergie. En Algérie, la période de pointe se situe entre **17 et 21 heures**. Il a donc été prévu dans le cadre du projet, une période de pompage de **20 heures sur 24** avec un arrêt des pompes entre **17 et 21 heures**.

▲ Autonomie de distribution

En complément du volume de régulation qui a pour vocation de compenser les fluctuations de la demande au cours de la journée, il est nécessaire de prévoir un certain volume de sécurité.

Ce volume de sécurité est destiné à pallier la défaillance du réseau d'adduction dont les cas les plus probables sont :

- Casse sur l'adduction alimentant l'ouvrage
- Panne d'alimentation électrique de la station de pompage alimentant l'ouvrage:

➤ Panne au niveau de la station de traitement

- **Réservoirs terminaux:**

Les réservoirs terminaux du réseau d'adduction constituent les réservoirs de têtes des réseaux de distribution des différentes localités à desservir.

IV. 6. 1) Calcul le volume du réservoir de Ain Béida et d'Oum El Bouaghi

Tableau N°IV. 1 : Détermination de la fraction horaire du débit maximum journalier

Heures	Apports	Distribution (%) (**)	surplus	Déficit (%)	Résidu (%)
0--1	5	3.35	1.65		1.65
1--2	0	3.25		3.25	-1.6
2--3	0	3.3		3.3	-4,9
3--4	0	3.2		3.2	-8,1
4--5	0	3.25		3.25	-11,35
5--6	5	3.4	1.6		-9,75
6--7	5	3.85	1.15		-8.6
7--8	5	4.45	0.55		-8.05
8--9	5	5.2		0.2	-8.25
9--10	5	5.05		0.05	-8.3
10--11	5	4.85	0.15		-8.15
11--12	5	4.6	0.4		-7.75
12--13	5	4.6	0.4		-7.35
13--14	5	4.55	0.45		-6.9
14--15	5	4.75	0.25		-6.65
15--16	5	4.7	0.3		-6.35
16--17	5	4.65	0.35		-6
17--18	5	4.35	0.65		-5.35
18--19	5	4.4	0.6		-4.75
19--20	5	4.3	0.7		-4.05
20--21	5	4.3	0.7		-3.35
21--22	5	4.2	0.8		-2.55
22-23	5	3.75	1.25		-1.3
23--24	5	3.7	1.3		0

(**): Voir Annexe (III.1)

Avec :

Le volume journalier pour *Ain Béida* est égale, $52783,18 \text{ m}^3/\text{j}$

Le volume journalier pour *Oum El Bouaghi* est égale, $33606,21 \text{ m}^3/\text{j}$

Donc :

$$V_{r \text{ de } A.B} = \frac{52783,18 * 11,35}{100} = 5990 \text{ m}^3$$

$$V_{r\ dr\ OEB} = \frac{33606,21 * 11,35}{100} = 3814\ m^3$$

Tableau N°IV. 2 : Détermination du volume complémentaire théorique

		Oum el Bouaghi	Ain Beida
Consommation en journée moyenne	(l/s)	389	610.9
Volume de réservoir	m ³	3814	5990
Volume de sécurité nécessaire (*)	m ³	14004	21992
Volume total nécessaire	m ³	17818	27982
Capacité de stockage existante	m ³	8500	20500
Volume complémentaire théorique	m ³	9318	7482

(*)(10 h de consommation en journée moyenne)

▲ *CAPACITE FINALEMENT RETENUE*

Au regard des éléments ci-dessus et des capacités « standard » de réservoir qui sont usuellement utilisée, il est préconisé de retenir les volumes suivants pour les réservoirs

Tableau N°IV. 3: Détermination du volume complémentaire standard

		Oum el Bouaghi	Ain Beida
Volume de stockage existant	m ³	8 500	20 500
Volume complémentaire théorique	m ³	9318	7482
Volume complémentaire standard	m ³	9500	7500
Volume total avec nouveau réservoir	m ³	18000	28000

▲ *Commentaires*

Il est important de noter que l'ensemble des dimensionnements précédents a été réalisé en considérant une mise en liaison de l'ensemble des capacités de stockage de chaque agglomération. Il conviendra donc que soit créé le maillage de distribution permettant de réaliser cette mise en commun. Le maillage existant avait déjà été qualifié d'insuffisant à court terme par les études d'expertise des systèmes AEP réalisées précédemment.

IV. 6. 2) Calcul du diamètre du réservoir de Ain beida

H = [3 à 6]m , on prend H=6m;

$$V = S * H \dots \dots \dots (IV - 5)$$

$$\Rightarrow S = \frac{V_{R\ de\ A.B}}{H} \Rightarrow S = \frac{7500}{6} = 1250\ m^2, \Rightarrow S = 1250\ m^2.$$

$$S = \frac{\pi * D^2}{4} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * S}{\pi}} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * 1250}{\pi}} = 39,9\ m$$

Donc on va prendre :

$$D = 40 \text{ m}$$

Tableau N° IV. 4: Caractéristique du réservoir de Ain beida de mise en charge.

CTN (m)	Le Volume m ³	Le Diamètre (m)
1104	7500	40

IV. 6.3) Calcul du diamètre du réservoir d'Oum El Bouaghi

H = [3 à 6]m , on prend H=6m;

$$V_{R.O.E.B} = S * H$$

$$\Rightarrow S = \frac{V_{R.O.E.B}}{H} \Rightarrow S = \frac{9500}{6} = 1583,33 \text{ m}^2, \Rightarrow S = \mathbf{1583,33 \text{ m}^2}.$$

$$S = \frac{\pi * D^2}{4} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * S}{\pi}} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * 1583,33}{\pi}} = 44,9 \text{ m}$$

Donc on va prendre :

$$D = 45 \text{ m}$$

Tableau N° IV. 5: Caractéristique du réservoir de Ain beida de mise en charge.

CTN (m)	Le Volume (m ³)	Le Diamètre (m)
1065	10000	46

IV. 7) Equipement des réservoirs projetés

Les réservoirs projetés sont de type semi enterré, se trouvent à des niveaux supérieurs aux agglomérations pour satisfaire la pression

IV. 7.1) Conduite d'arrivée

La conduite d'arrivée dans le réservoir doit se faire par le bas et de coté opposé de la conduite de départ pour avoir un bon brassage de l'eau (réserve incendie + volume utile).

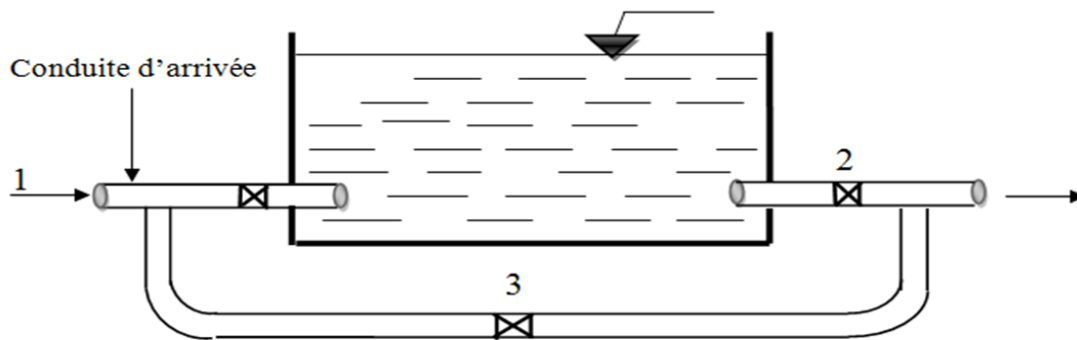


Figure N° IV.2: Conduite d'arrivée

IV. 7.2) Conduite de distribution

Pour avoir un bon brassage de l'eau (incendie+utile), l'orifice de départ de la conduite de distribution devra être situé autant que possible à l'opposé de l'arrivée qui est vérifiée pour notre cas. La conduite de distribution est munie à son origine d'une crépine constituée d'un corps cylindrique terminé par un collet, d'une bride de serrage et de ses boulons.

La crépine se place à 0.15m au-dessus du fond du réservoir afin que les dépôts ne puissent pénétrer dans la conduite.

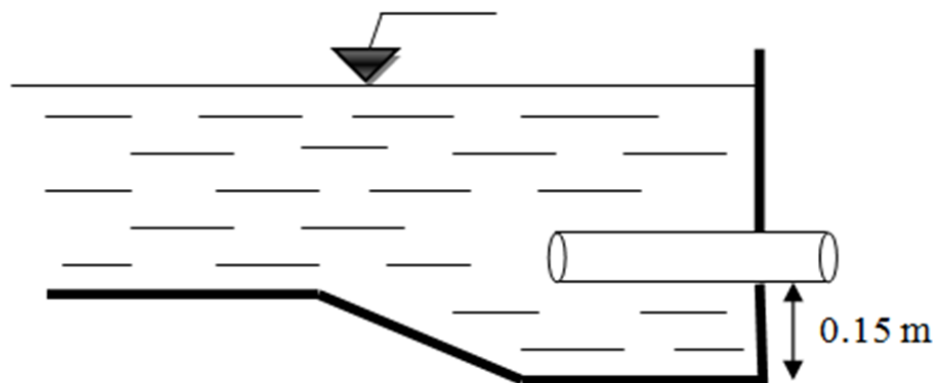


Figure N° IV.3: Conduite de distribution

IV. 7.3) Conduite de décharge ou de vidange

La conduite de vidange doit partir du point le plus bas de radier, afin de pouvoir évacuer les dépôts. A cet effet, le radier est réglé en pente vers l'orifice de la conduite.

Pour permettre l'inspection et le nettoyage du réservoir, ainsi que d'éventuelles réparations, il est nécessaire de pouvoir le vidanger, au moyen d'une conduite généralement raccordée à la conduite de trop-plein.

IV.7.4) Conduite de trop – plein

La conduite de trop-plein a pour but d'assurer le déversement du réservoir, c'est-à-dire l'évacuation du débit d'adduction, pour le cas où l'alimentation ne se serait pas arrêtée. Il doit être dimensionné pour ce débit, et conduire l'eau à l'égout en tenant compte des pertes de charge. En limitant la vitesse dans la conduite de trop-plein à 3 ou 4m/s

IV.7.5) By-pass

Lorsqu'on désire assurer la distribution pendant la vidange d'un réservoir, il suffit de disposer d'un by-pass (figure IV-2), son fonctionnement est le suivant :

- Normale 1 et 2 sont ouverts le 3 est fermé,
- En By-pass : 1 et 2 sont fermés le 3 est ouvert.

IV.7.6) Matérialisation de la réserve d'incendie

Pour conserver notre réserve incendie qui nous permet de lutter contre le feu, il faut que notre réservoir soit équipé de manière à ce que cette capacité ne soit pas utilisée à d'autres fins autres que l'incendie.

Le système utilisé est un dispositif spécial de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement, une fois le niveau de la réserve d'incendie atteint.

En service normal : vanne 2 est fermée et la vanne 1 et 3 sont ouvertes.

Incendie : il suffit d'ouvrir la vanne 2.

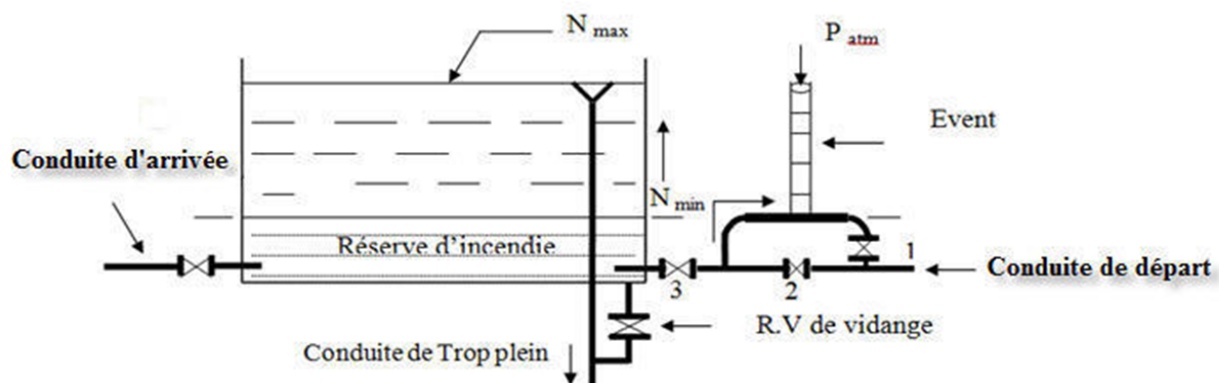


Figure N° IV.4: Matérialisation de la réserve d'incendie

IV.8) Hygiène et sécurité

- Les réservoirs doivent être protégés contre toute pollution d'origine extérieure contre les élévations importantes de températures.
- Ils doivent être faciles d'accès et leur installation doit permettre de vérifier en tout temps leur étanchéité. Ils doivent être munis d'un dispositif permettant une prise d'échantillon d'eau à l'amont et à l'aval immédiat du réservoir.
- L'ensemble des matériaux constituant les réservoirs ne doit ni se désagréger ni communiquer à l'eau des saveurs ou odeurs désagréables. La stagnation prolongée de l'eau peut y être la cause, une vidange chaque mois en période d'été s'avère nécessaire.
- Au moins une fois par ans, les réservoirs sont vidés, nettoyés et désinfectés pour éviter toute contamination de l'eau

VI.9) Traversée des conduites dans les parois du réservoir

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

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

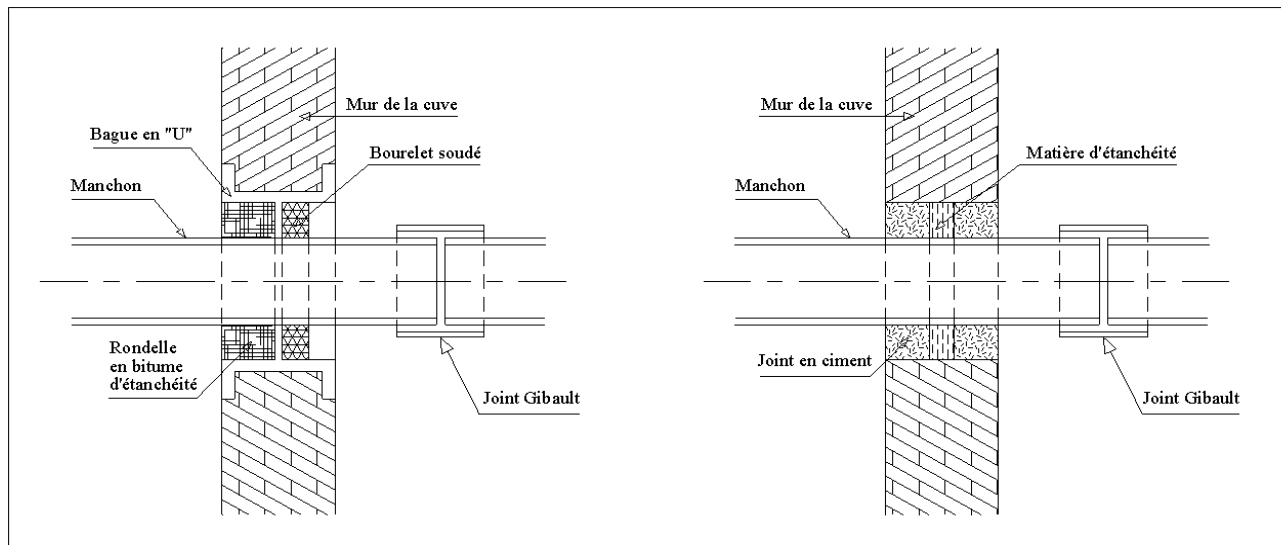


Figure N° IV.5: Traversée des conduites (manchon à bout lisse)

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

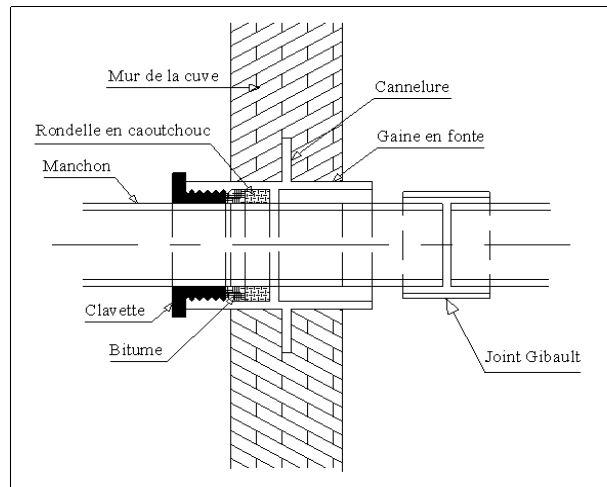


Figure N° IV.6: Traversée des conduites (Gaine en fonte)

Conclusion

Dans ce chapitre la, et après le calcul des réservoirs, nous avons remarqué que la capacité de stockage ne suffisent pas les besoins des agglomérations à l'horizon d'étude 2031, c'est pour cette raison on a recommandé de projeter 02 réservoirs de capacités différentes pour les villes (*Ain Beida et Oum El Bouaghi*).

En conclusion, on peut noter que les conditions de fondation des différents réservoirs du projet ne poseront à priori pas de problèmes et ne nécessiteront pas des traitements spéciaux.

Chapitre V

Etude du pompage

« La connaissance
s'acquiert par
l'expérience, tout
le reste n'est que
l'information... »

Albert Einstein

CHAPITRE V: ETUDE DU POMPAGE

Introduction

Les stations de pompage sont des ouvrages hydrauliques servant à relever l'eau à une altitude supérieure. L'implantation de la station de pompage est nécessaire toute les fois que l'on ne le dispose pas d'une pente suffisante pour véhiculer l'eau gravitairement. Elle est conçue, ainsi, pour abriter les pompes et les moteurs qui les entraînent.

Dans notre cas, tout au long de notre réseau d'adduction, on a projeté (03) trois stations de pompes.

V.1) Choix de la variante d'adduction par pompage et l'emplacement de la station de pompage

Pour le choix de la variante d'adduction par pompage et l'emplacement de la station de pompage on doit respecter les étapes suivantes :

- ❖ Il est préférable de situer la prise d'eau le plus proche possible de la station de pompage, et si c'est possible proche de l'agglomération pour diminuer les coûts de projet.
- ❖ Il ne faut jamais construire la prise d'eau, la station de pompage, dans les zones sismiques et les zones non stables, respectez les normes : distance minimale entre la station de pompage un aéroport et une prise d'eau doit être 30 km.
- ❖ Le site de la prise d'eau doit être approuvés par les services de la santé publique et l'environnement.
- ❖ Les différents ouvrages des stations de pompage ne doivent pas se trouver dans les lieux libres du tracé en cas de crue.
- ❖ Situer les ouvrages de sorte que la prise soit réparée sans interruption de l'adduction d'eau.
- ❖ Pour les terrassements et pour l'implantation de la station de pompage il est nécessaire de :
 - a) Prévoir L'accès à tous les ouvrages.
 - b) Prévoir une plate forme avec un revêtement routier.
 - c) Utiliser les moyens de dérivation des eaux pluviales (drainage).
 - d) Prévoir une cote du planché de rez-de-chaussée de telle manière à dépasser celle de plate forme de 0,15 à 0,5m.
 - e) Prévoir la verdure autour de la station de pompage pour l'environnement.

V.2) Choix du type de pompe

Les critères de choix du type de pompe sont :

- Assurer le débit appelé Q_{app} et la hauteur HMT ;
- Meilleur rendement ;
- Vérifier la condition de non cavitation ;
- Encombrement et poids les plus faibles ;

- Vitesse de rotation la plus élevée ;
- Puissance absorbée minimale ;
- Etre fabriquée en série.

V.3) Couplage des pompes

On distingue deux types de couplage des pompes :

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

V.4) Choix du nombre de pompes

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

- Nombre de pompes n minimal ;
- Meilleur rendement ;
- Charge nette d'aspiration requise $(NPSH)_r$ minimale ;
- Nombre d'étage minimal ;
- Puissance absorbée minimale.

V.5) Stations de Pompage

Les stations de pompage à mettre en œuvre sont de quatre types différents :

- ◆ Une station de pompage dite intermédiaire entre le barrage et la station de traitement, à hauteur et débit variables,
- ◆ Une station de pompage sur adducteur au départ de la Branche Est,
- ◆ Une station de surpression vers Ain Beida, située à l'amont de Bouakkouz ,

V. 5. 1) Station intermédiaire entre le barrage et la station de traitement

V. 5. 1. 1) Données de base

❖ Qualité des eaux

La qualité des eaux pompées sera celle des eaux brutes du barrage d'Ourkiss.

Les eaux sont dégrillées au niveau de la tour de prise par une grille grossière et des grilles fines. De ce fait, il n'est pas nécessaire de prévoir de filtration complémentaire en aval.

❖ Débit

Le débit de pointe en sortie de station de traitement étant de $2 \text{ m}^3/\text{s}$,

❖ Conditions Amont et Aval

Les conditions hydrauliques à l'aspiration sont les suivantes :

- Niveau du plan d'eau minimum en exploitation normale : 934,25 NGA
- A l'aval, la cote d'entrée dans la station de traitement est d'environ 937,0 NGA.

La conduite de liaison entre la tête aval du barrage et la station de traitement a une longueur de 780 m environ, elle sera en diamètre 1100 mm. La perte de charge dans cette conduite sera de 1,58 mce.

❖ Hauteur Manométrique

La hauteur manométrique maximale des pompes s'établit comme suit :

$$937,00 - 934,25 + 1,58 = 4,33 \text{ mce}$$

La hauteur géométrique est de 2,75 mce.

V. 5. 1. 2) Conception des équipements hydromécaniques

❖ Groupes de pompage

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

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

N°	Q Appelée (m^3/s)	Hmt appelée (mce)	Type de pompe	Ω %	Hmt (m)	Vitesse (tr/min)	nbre d'étage	P_{abs} (Kw)	$(NPSH)_r$ (m)
4	0,500	4,33	KCD350R 37082RB-E	63,8	4,36	720	1	36,9	7,05
5	0,400	4,33	KCD350R 22082RP-E	66,9	3,99	725	1	22,5	4,26
6	0,333	4,33	KCD350R 18582RT-E	66,3	4,22	730	1	19,7	3,76
7	0,286	4,33	KCD300Z 18582RB-E	70,9	4,72	730	1	19,2	3,3

Donc le débit sera réparti sur **quatre (04) groupes** de débit unitaire **$0,500 m^3/s$** , plus **une en secours**. Compte tenu de la variation importante de la hauteur d'élévation, les groupes seront à vitesse variable.

Compte tenu de la nature des eaux brutes et des caractéristiques de pompage, les pompes pressenties sont des pompes de type assainissement disposées en fosse sèche. La puissance unitaire des groupes sera de **36,9 kw** environ.

V. 5. 2) Stations de pompage SP1

La station de pompage SP1 sera conçue avec deux étages de refoulement respectivement vers les branches Est et Ouest, elle constituera un ouvrage unique.

V. 5.2.1) Caractéristiques des équipements hydromécaniques

❖ Débit unitaire

Le débit d'équipement de l'étage celui de la Branche Est égale **1,2 m³/s**

❖ Conditions Amont et Aval

Les conditions hydrauliques à l'aspiration sont les suivantes :

- Niveau du plan d'eau d'aspiration : 936 NGA
- A l'aval, la cote d'entrée au réservoir : 1071 NGA.

La conduite de liaison entre la station de pompage et le point A est de 10100 m environ, elle sera en diamètre 900 mm, et de 3100m avec un diamètre de 600 mm du A vers le réservoir d'Oum El Bouaghi .

La perte de charge dans ces conduites est de 13 mce.

❖ Hauteurs Manométriques

Les hauteurs manométriques résultent des calculs de lignes piézométriques exposés précédemment.

- SP1 (Br. Est) : 163,92 mce

Pour une vitesse de rotation de 1450 tr/mn, ces hauteurs conduisent à choisir des pompes multicellulaires.

V. 5.2.2) Conception des équipements hydromécaniques

❖ Groupes de pompage

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau V.2

Tableau V.2: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

N°	Q Appelée (m ³ /s)	Hmt appelée (mce)	Type de pompe	Ω %	Hmt (m)	Vitesse (tr/min)	nbre d'étage	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)
11	0,108	163,92	MP 125/ 2A	71,1	161	2950	3	237	17,8
12	0,100	163,92	MP 150/ 7A	74,9	164	1450	7	214	5,42
13	0,100	163,92	MP 150/ 7B	77	168	1450	7	200	4,32

Le débit global de la branche Est sera réparti sur **12 groupes de pompage plus deux en secours**, soit un débit unitaire de respectivement 100 l/s

V. 5.3) Station de Pompage SP2

Comme indiqué précédemment, la station est situé à l'aval entre Bir Ounès et Bouakkouz à **1 km** environ du réservoir projeté à Ain Beida.

V. 5.3.1) *Caractéristiques des équipements hydromécaniques*

❖ Débit unitaire

Le débit d'équipement de la station SP2 est égale 733 l/s.

❖ Conditions Amont et Aval

Les conditions hydrauliques à l'aspiration sont les suivantes :

- Aspiration sur conduite à: 1034 NGA
- A l'aval, la cote d'entrée au réservoir : 1110 NGA.

La conduite de liaison entre la station de pompage et le réservoir de Ain Beida est de 2700 m environ, elle sera en diamètre 900 mm .

La perte de charge dans ces conduites est de 7,7 mce.

❖ Hauteur Manométrique

La hauteur manométrique résulte des calculs de ligne piézométrique conduit à une hauteur manométrique de 147,7mce \approx 148 mce.

Pour une vitesse de rotation de 1450 tr/mn, cette hauteur conduit à choisir des pompes multicellulaires.

V. 5.3.2) *Conception des équipements hydromécaniques*

❖ Groupes de pompage

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau V.3

Tableau V.3: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

N°	Q Appelée (m ³ /s)	Hmt appelée (mce)	Type de pompe	Ω %	Hmt (m)	Vitesse (tr/min)	nbre d'étage	P_{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)
7	0,105	148	PM 150/ 7A	71,6	151	1450	7	107	6,63
8	0,0916	148	PM 150/ 7C	75,7	148	1450	7	178	4,07
9	0,081	84	PM 150/ 7D	77,1	152	1450	7	71,8	2,99

Ce débit global sera réparti sur **8 groupes de pompage plus deux en secours**, soit un débit unitaire de respectivement 91,6 l/s

V.6) Courbes caractéristiques des pompes

Les courbes caractéristiques de la pompe $[H - Q]$, $[P_{abs} - Q]$, $[p_{\square} - Q]$, $[(NPSH)_r - Q]$. Sont retirées à partir de logiciel de CAPRARI et sont Représentées par les figures N°: (V.1), (V.2) et (V.3) respectivement pour chaque station SP0, SP1 et SP2.

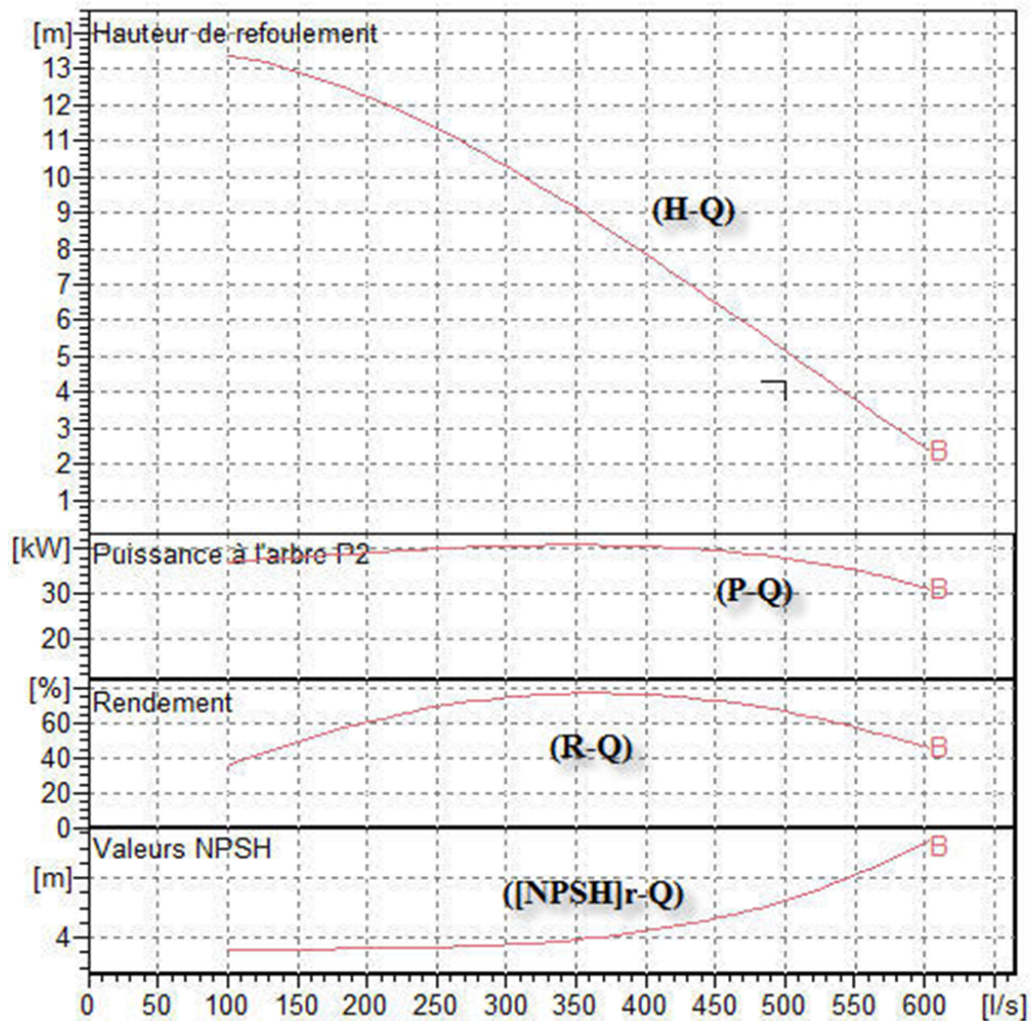


Figure N°V.1: Les courbes caractéristiques de la pompe (SP0) de type CAPRARI

MP 150/7A.

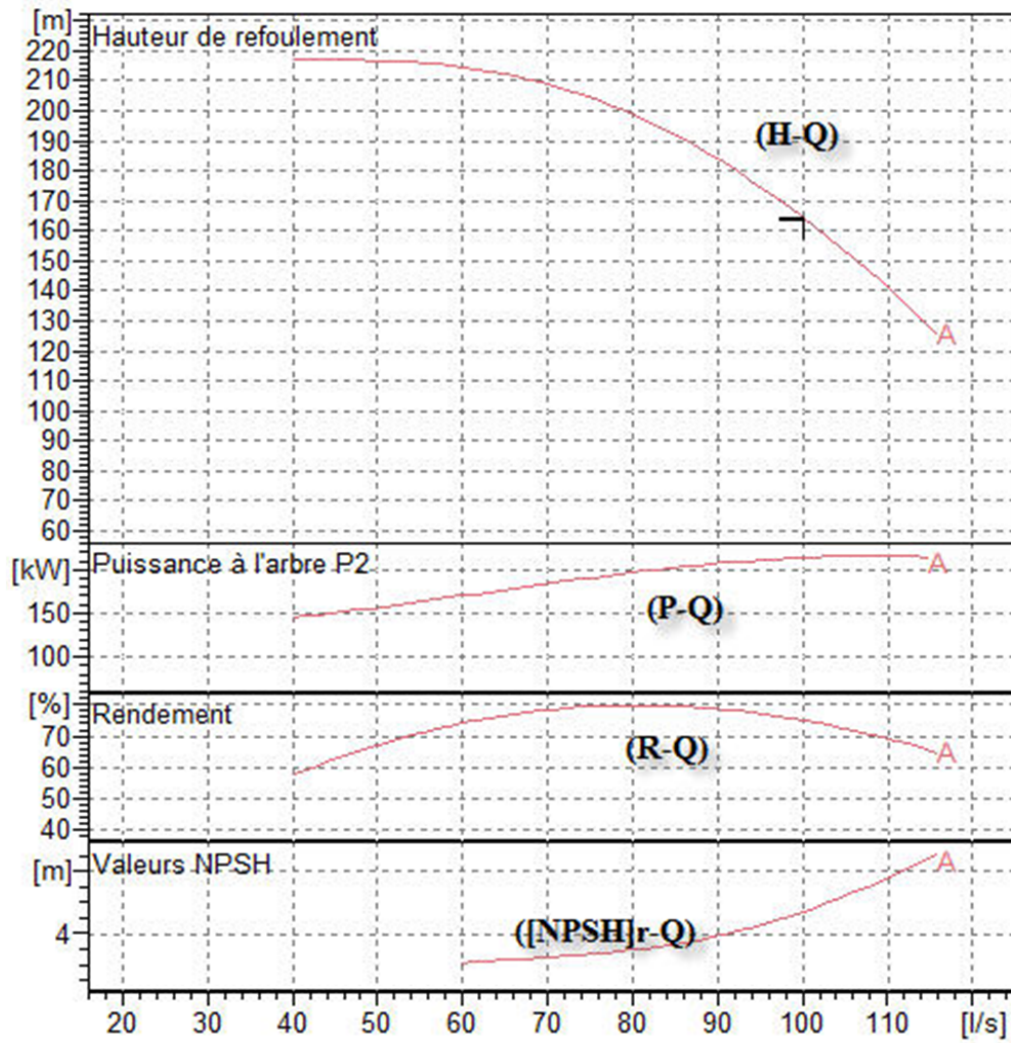


Figure N°V.2: Les courbes caractéristiques de la pompe (SP1) de type CAPRARI

MP 150/ 7A.

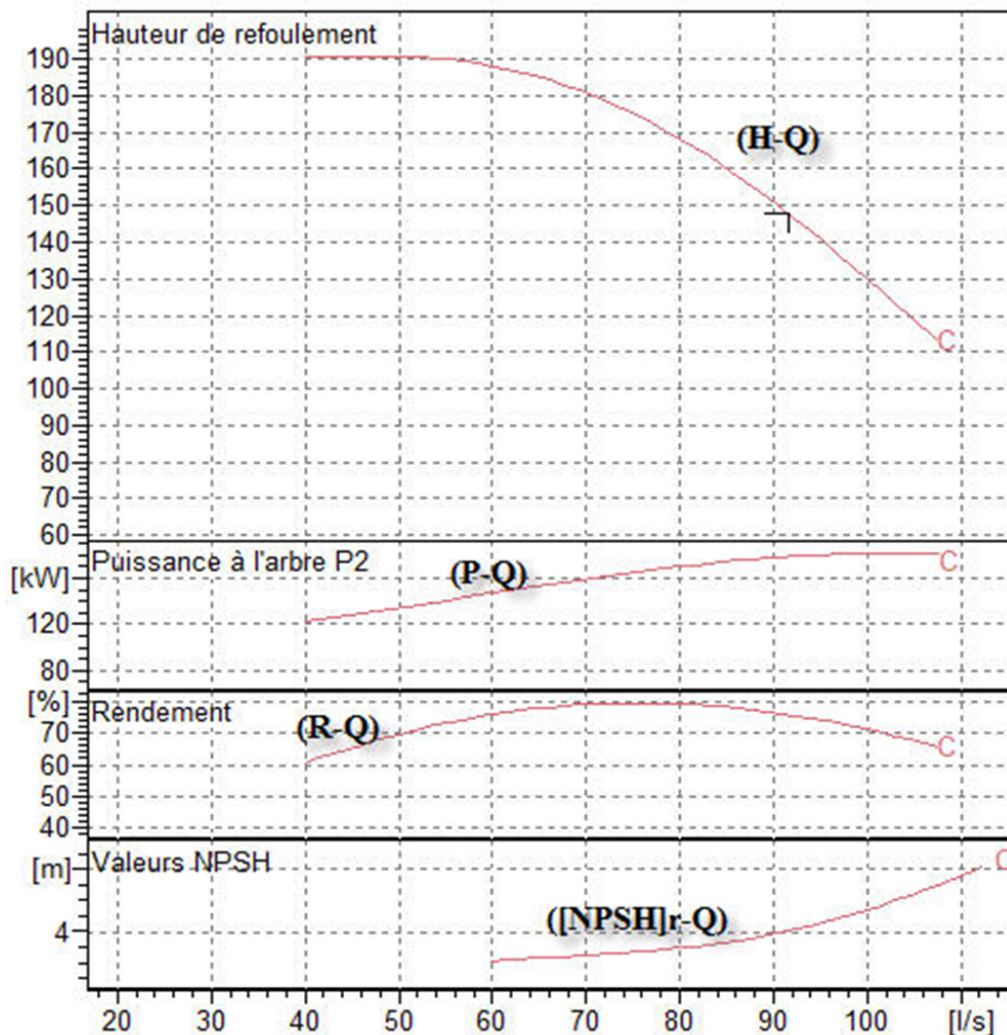


Figure N°V.3: Les courbes caractéristiques de la pompe (SP2) de type CAPRARI

PM 150/7C.

V.7) Points de fonctionnement des pompes

Le point de fonctionnement d'une pompe est l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe installée et en fonctionnement $[H - Q]$ et la courbe caractéristique de la conduite refoulant un débit de la pompe en fonctionnement $[H_c - Q]$.

La courbe caractéristique de la pompe est donnée par le constructeur ou par les essais de pompage tandis que la courbe caractéristique de la conduite est déterminée par l'installateur de la pompe.

La pompe fonctionnera dans de bonnes conditions si le point de fonctionnement se trouve dans la zone non cavitationnelle et le débit lui correspondant dans la plage de bon fonctionnement pour un rendement optimal.

❖ Courbe caractéristique de la conduite

La courbe caractéristique de la conduite est une parabole dont l'équation est la suivante :

$$H_c = H_g + \Delta h_t \dots \dots \dots (V - 1)$$

Avec :

H_g : hauteur géométrique (m) ;

Δh_t : Perte de charge totale occasionnée par la conduite (m) ;

$$\Delta h_t = 1,1 * \Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L_{ref} * Q^2}{\pi^2 * g * D_{ec}^{5,3}} \dots \dots \dots (V - 2)$$

Avec :

Δh_p^{lin} : Perte de charge linéaire (m) ;

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L_{ref} * Q^2}{\pi^2 * g * D_{ec}^{5,3}} \dots \dots \dots (V - 3)$$

λ : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement, $\lambda = 0,0086$ pour $D = 1300$ mm, $\lambda = 0,009$ pour $D = 1000$ mm et $\lambda = 0,0093$ pour $D = 900$ mm (voir chapitre III) ;

L_{ref} : longueur de la conduite de refoulement (m) ;

Q : débit refoulé par la pompe (m³/s) ;

D_{ec} : diamètre économique de la conduite de refoulement (m) ;

g : accélération de la pesanteur (m/s²).

V. 7. 1) Refoulement : SP 0 – Station de traitement

La courbe caractéristique de la conduite est donnée dans le tableau suivant :

Tableau V. 4: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP0- S de traitement)

SP ₀								
Q (l/s)	4 * Q (m ³ /s)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (m)	λ	Δh _L (m)	ΔH _t (m)	H _c (m)
0.00	0.00	2.75	780	1.10	0.0086	0.00	0.00	2.75
40.00	0.16	2.75	780	1.10	0.0086	0.01	0.01	2.76
80.00	0.32	2.75	780	1.10	0.0086	0.04	0.04	2.79
120.00	0.48	2.75	780	1.10	0.0086	0.08	0.09	2.84
160.00	0.64	2.75	780	1.10	0.0086	0.14	0.16	2.91
200.00	0.80	2.75	780	1.10	0.0086	0.22	0.24	2.99
240.00	0.96	2.75	780	1.10	0.0086	0.32	0.35	3.10
280.00	1.12	2.75	780	1.10	0.0086	0.43	0.48	3.23
320.00	1.28	2.75	780	1.10	0.0086	0.56	0.62	3.37
360.00	1.44	2.75	780	1.10	0.0086	0.71	0.79	3.54

400.00	1.60	2.75	780	1.10	0.0086	0.88	0.97	3.72
440.00	1.76	2.75	780	1.10	0.0086	1.07	1.17	3.92
480.00	1.92	2.75	780	1.10	0.0086	1.27	1.40	4.15
520.00	2.08	2.75	780	1.10	0.0086	1.49	1.64	4.39

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la *Figure V.4*.

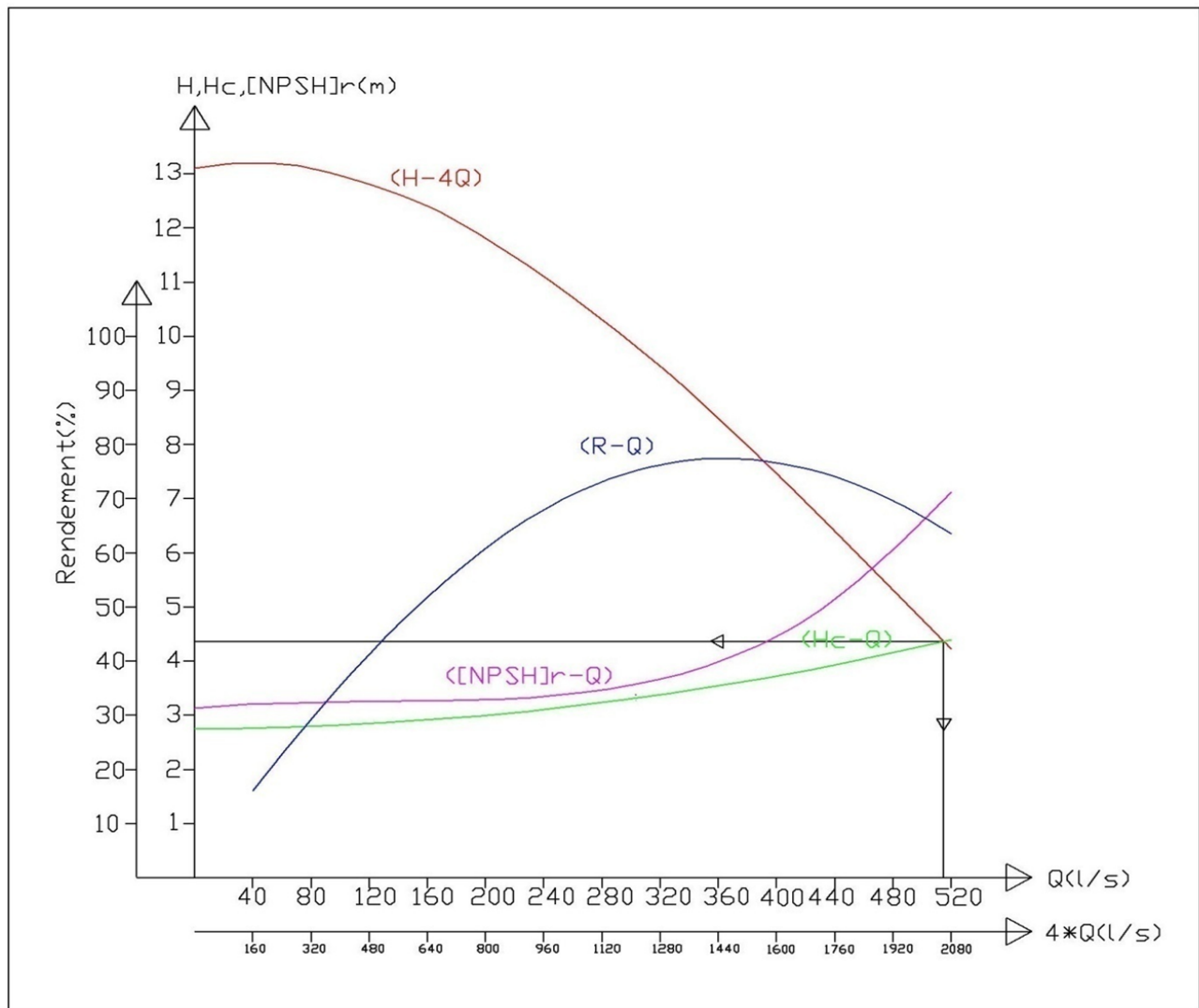


Figure N° V.4 : Point de fonctionnement des pompes de la (SP0)

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

$$\begin{cases} Q_{Pf} = 2059 \text{ l/s} > Q_{app} = 2000 \text{ l/s} \\ H_{Pf} = 4,36 > H_{app} = 4,33 \text{ m} \end{cases}$$

Conclusion

Le débit et la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement étant respectivement supérieurs au débit et à la hauteur manométrique appelés, une adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement s'impose.

V.7.2) Refoulement : SP 1

La courbe caractéristique de la conduite est donnée dans le tableau suivant :

Tableau V.5: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP1)

<i>SP₁</i>								
<i>Q</i> (l/s)	<i>12 * Q</i> (m ³ /s)	<i>H_g</i> (m)	<i>L_{ref}</i> (m)	<i>D_{ec}</i> (m)	λ	Δh_L (m)	ΔH_t (m)	<i>H_c</i> (m)
0.00	0.00	135	10100	0.90	0.0090	0.00	0.00	135.00
10.00	0.12	135	10100	0.90	0.0090	0.18	0.20	135.20
20.00	0.24	135	10100	0.90	0.0090	0.73	0.81	135.81
30.00	0.36	135	10100	0.90	0.0090	1.65	1.82	136.82
40.00	0.48	135	10100	0.90	0.0090	2.93	3.23	138.23
50.00	0.60	135	10100	0.90	0.0090	4.58	5.04	140.04
60.00	0.72	135	10100	0.90	0.0090	6.60	7.26	142.26
70.00	0.84	135	10100	0.90	0.0090	8.98	9.88	144.88
80.00	0.96	135	10100	0.90	0.0090	11.73	12.91	147.91
90.00	1.08	135	10100	0.90	0.0090	14.85	16.34	151.34
100.00	1.20	135	10100	0.90	0.0090	18.33	20.17	155.17
108.00	1.30	135	10100	0.90	0.0090	21.38	23.52	158.52

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la *Figure N°V.5*

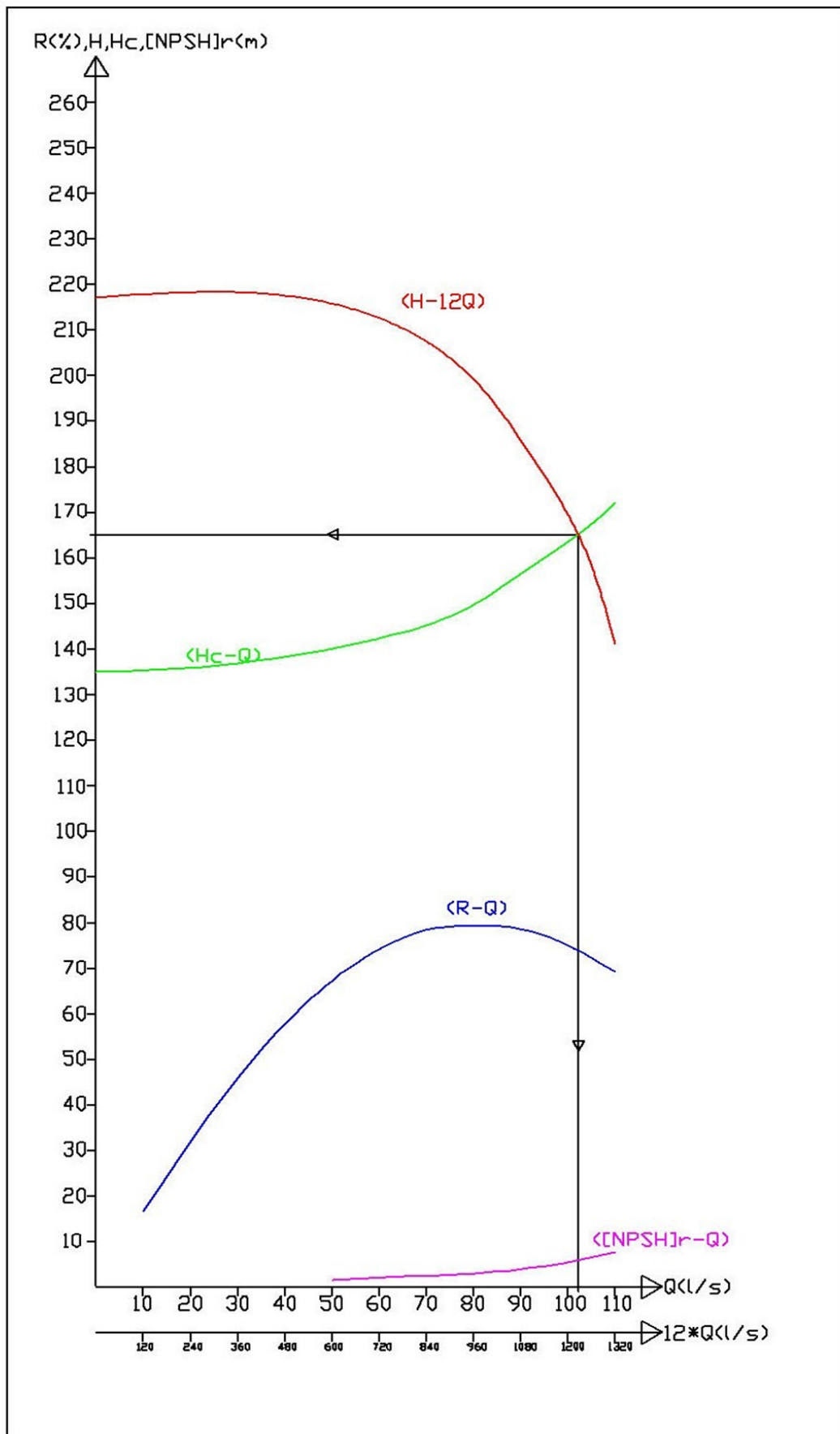


Figure N° V.5 : Point de fonctionnement des pompes de la (SP1)

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

$$\begin{cases} Q_{Pf} = 1214 \text{ l/s} > Q_{app} = 1200 \text{ l/s} \\ H_{Pf} = 165 \text{ m} > H_{app} = 164 \text{ m} \end{cases}$$

Conclusion

Le débit et la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement étant respectivement supérieurs au débit et à la hauteur manométrique appelés, une adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement s'impose.

V. 7.3) Refoulement : SP 2 – Réservoir de Ain Beida

La courbe caractéristique de la conduite est donnée dans le tableau suivant :

Tableau V.6: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (Sp2 - Réservoir de Ain Beida)

<i>SP₂</i>								
<i>Q</i> (l/s)	<i>8 * Q</i> (m ³ /s)	<i>H_g</i> (m)	<i>L_{ref}</i> (m)	<i>D_{ec}</i> (m)	<i>λ</i>	<i>Δh_L</i> (m)	<i>ΔH_t</i> (m)	<i>H_c</i> (m)
0	0.00	76	2700	0.90	0.0093	0.00	0.00	140.00
20	0.16	76	2700	0.90	0.0093	0.09	0.10	140.10
40	0.32	76	2700	0.90	0.0093	0.36	0.40	140.40
60	0.48	76	2700	0.90	0.0093	0.81	0.89	140.89
80	0.64	76	2700	0.90	0.0093	1.44	1.58	141.58
100	0.80	76	2700	0.90	0.0093	2.25	2.48	142.48
120	0.96	76	2700	0.90	0.0093	3.24	3.57	143.57

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur *la figure N°V.6*

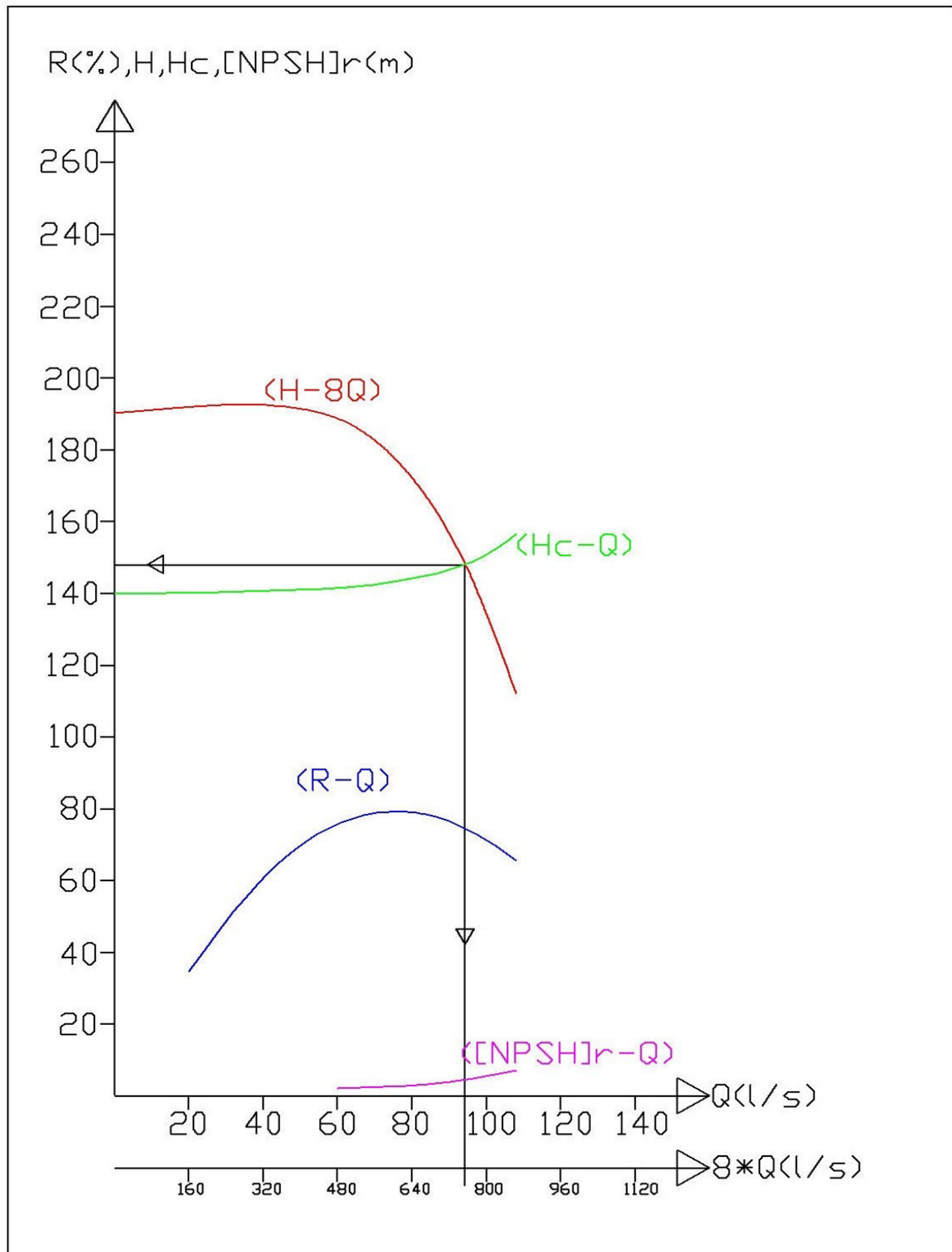


Figure N° V.6 : Point de fonctionnement des pompes de la (SP2)

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

$$\text{sont : } \begin{cases} Q_{Pf} = 753l/s \succ Q_{app} = 733l/s \\ H_{Pf} = 148m \cong H_{app} = 147,7m \end{cases}$$

Conclusion

Le débit et la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement étant respectivement supérieurs au débit et à la hauteur manométrique appelés, une adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement s'impose.

Conclusion

Après le choix, on a adapté pour des pompes centrifuges multicellulaires pour hautes pressions à axe horizontal type CAPRARI pour les deux stations de pompage. Ces pompes seront entraînées par des moteurs électriques asynchrones triphasés de même marque, afin d'assurer le bon fonctionnement des pompes tous en tenant compte des effets néfastes de la cavitation nous sommes astreint de faire le calage et la bonne disposition des pompes.

Chapitre VI

Pose des conduites et estimation des aménagements

« Savoir pour bien voir,

Bien voir pour comprendre

Et comprendre pour savoir »

CHAPITRE VI : POSE DES CONDUITES ET ESTIMATION DES AMENAGEMENTS**Introduction**

Toute canalisation posée en terre nécessite une protection contre le régime transitoire et la corrosion, cependant la conduite qui est la plus facilement et la plus rapidement corrodable est celle en acier. Dans notre étude nous avons opté pour des conduites en fonte; toutefois nous citerons quelques types de corrosion avec leur remède respectif.

VI. 1) Pose de canalisation[8]**VI. 1. 1) Transport et stockage**

Les tuyaux de canalisation doivent être chargés et déchargés avec précaution. Les tuyaux doivent être étayés de manière à ce qu'ils ne puissent être pliés ou déformés. Il ne doit pas se produire de déformation permanente ou de détérioration des tuyaux en raison du stockage. Pour cette raison les piles de tuyaux ne doivent pas avoir une hauteur supérieure à 1m.

Il faut éviter de frotter les tuyaux sur le sol. Les éraflures et griffures peuvent occasionner un affaiblissement des parois de tuyaux de même qu'un défaut d'étanchéité dans les manchons de raccordement. Grâce à une disposition en têtebêche des manchons on obtient des couches presque complètement planes. Dans l'empilement avec des intercalaires, les supports de base ou planchettes intermédiaires doivent avoir une largeur d'au moins 7,5 cm et doivent être disposés avec un écart de 1 m à max. 2 m. Les étayages extérieurs ou étais intermédiaires doivent être disposés de 0,5 à 1 mètre par rapport à l'extrémité de l'empilement.

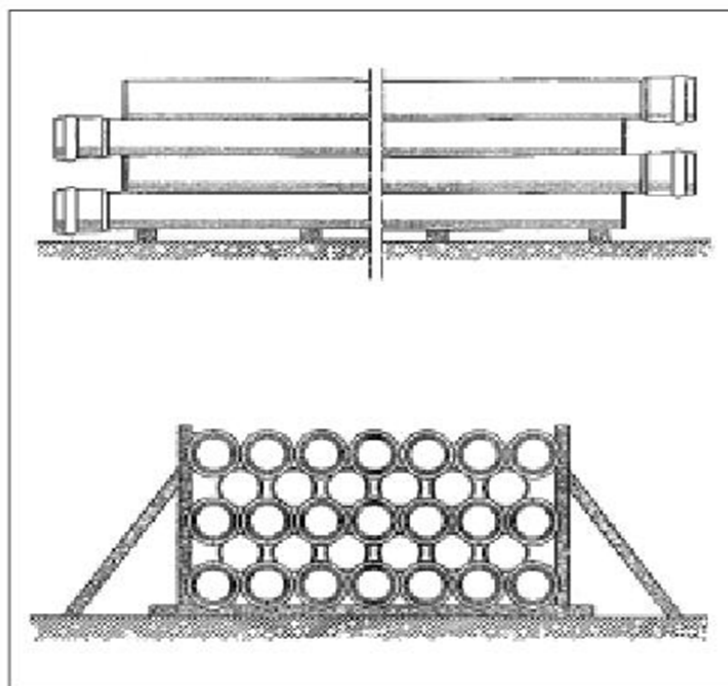


Figure N° VI.1: Transport et stockage des conduites (Gaine en fonte)

VI.1.2) Profils de pose

La figure suivante représente le profile de pose (Tranchées en U ou en V)

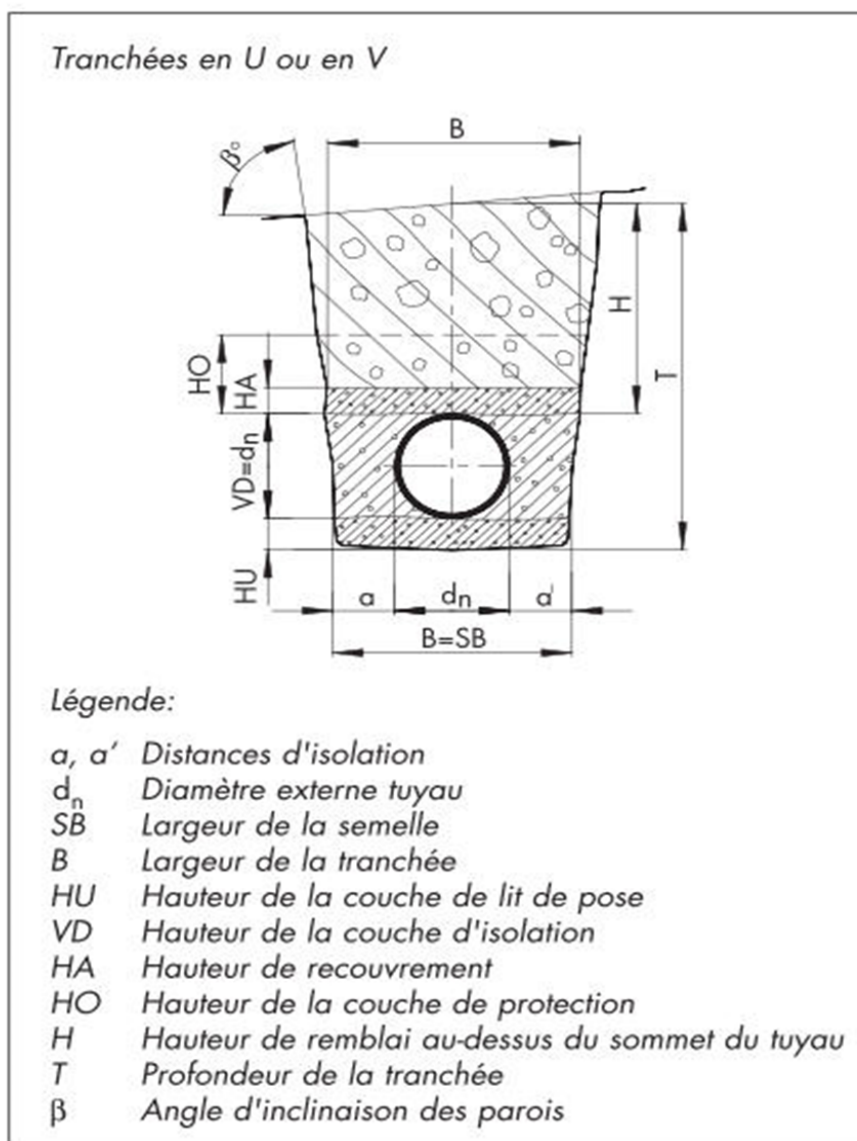


Figure N° VI.2: Tranchées en U ou en V

❖ Hauteur de recouvrement H

La tranchée de tuyau doit être creusée de telle manière que toutes les pièces de la conduite de tuyaux soient posées à une profondeur à l'abri du gel.

Pour cela, sans aucune mesure particulière, il faut respecter une hauteur de recouvrement minimale:

- dans un périmètre routier avec un trafic normal ou intense 0,80 m
- dans un périmètre ferroviaire jusqu'au bord supérieur de seuil 2,00 m

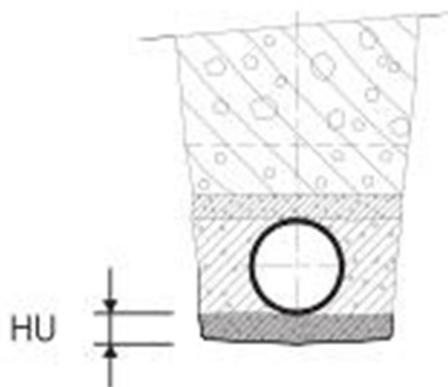
❖ Largeur de tranchée SB

La largeur de tranchée minimum est calculée à l'aide du diamètre externe du tuyau et de la distance entre les deux levées de protection, conformément au tableau plus bas.

$$SB = a + d_n + a'$$

Les exigences de sécurité du travail doivent être respectées conformément aux directives SUVA.

❖ *Couche de lit de pose HU*



Couche d'appui de la conduite qui lui procure une surface d'appui sûre et une pente correcte.

La hauteur de la couche de lit de pose HU est au minimum de :

- 100 mm pour des conditions de sol normal
- 150 mm en cas de sol rocheux ou de sol très compact

En principe la couche de lit de pose ne devrait pas être plus faible que trois fois la grosseur de grain maximum du matériaux de lit. Dans la zone de manchon il faut prévoir une cuvette correspondante afin que le tuyau puisse reposer correctement sur toute sa longueur. Dans les sols à grains fins réguliers (sable) le tuyau peut reposer directement sur le fond préparé de la tranchée.

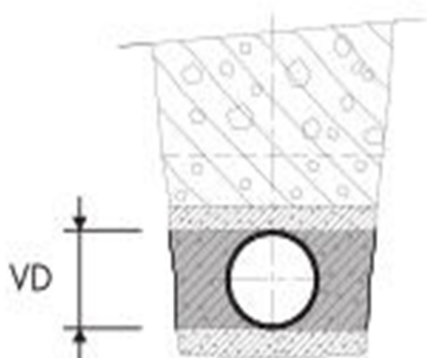
La zone de manchon doit être excavée.

Si le fond de la tranchée présente une capacité de charge trop faible, on peut prévoir les mesures suivantes:

- Remplacement de sol additionnel
- Stabilisation du sol
- Textile pour sol

Les supports de tuyaux comme par exemple les briques de sable calcaire doivent être éliminés après mise en place de l'enrobage. Les supports en bois ne doivent pas rester sous le tuyau, car le bois gonfle sous l'absorption d'eau et peuvent provoquer une pression sur les tuyaux.

❖ *Levées de protection VD*



Remblayage compacté, placé de chaque côté entre la conduite et les parois de la tranchée. Sa hauteur doit correspondre à la hauteur correcte du sommet du tuyau.

Le compactage doit être effectué sans l'intervention de machine.

L'éventuel étayage de la tranchée doit être enlevé simultanément au remplissage de l'enrobage.

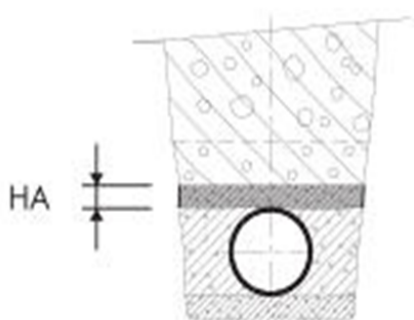
Pour les tuyaux en matière plastique la qualité de l'enrobage latéral est importante, car le

comportement de support élastique transfère les contraintes verticales sur l'enrobage latéral. La déformation du tuyau est fortement dépendante du compactage latéral correct contre les parois de l'enrobage par rapport au tuyau. C'est pourquoi il est fortement recommandé d'opérer le remplissage par couches successives. En fonction des conditions d'espace restant, le compactage doit être pratiqué au pied ou à l'aide d'un compacteur à main.

En conséquence, l'action de profondeur du compactage est limitée à environ 10-15 cm. Dans l'usage d'appareils de compactage il faut s'assurer que la conduite posée ne sorte pas de sa position de pose.

L'enrobage devrait être pratiqué de manière à éviter une pénétration du matériau d'enrobage de la zone de conduite, dans le sol original voisin. On peut éventuellement utiliser des textiles pour le sol afin d'empêcher cette pénétration.

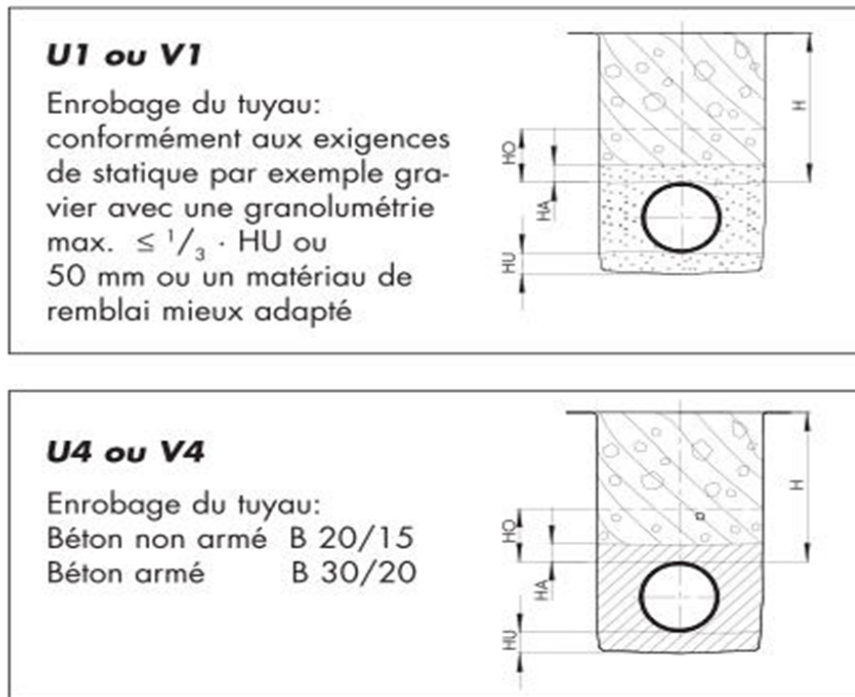
❖ *Recouvrement HA*



Cette couche de matériau au-dessus du tuyau doit être de même matériau et de même qualité que le matériau d'enrobage.

La valeur minimale de recouvrement pour les profils U1/V1 est de 150 mm au-dessus du tuyau, et au moins de 100 mm au-dessus des manchons.

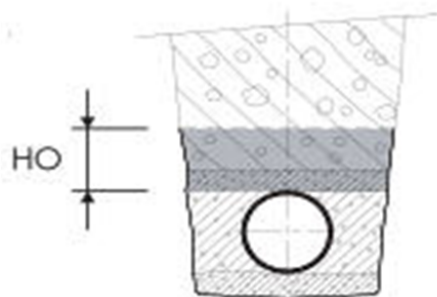
Pour le profil U4/V4 l'épaisseur de béton minimale doit être de 100 mm au-dessus du tuyau.



profils U1 ou V1 et U4 ou V4

Figure N° VI.3: profils U1/V1 et U4/V4

❖ **Couche de protection HO**



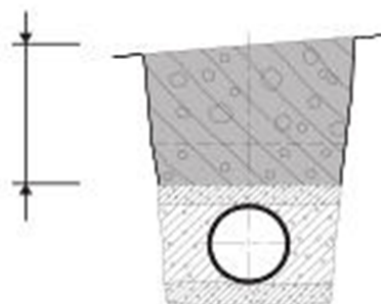
La couche de protection protège la conduite d'importantes détériorations par de grandes charges dynamiques, pendant le remblayage et le compactage de la tranchée.

La hauteur de la couche de protection HO est fonction des machines de compactage utilisées.

La hauteur minimale est en général de 30 cm.

En cas de tuyau entièrement bétonné on peut réduire la couche de protection.

❖ **Remblayage**



Les tranchées doivent remblayées uniquement quand les conduites et regards ont été contrôlés par la direction du chantier. Si les conduites sont bétonnées il faut que le béton soit suffisamment dur avant le remblayage de la tranchée. La hauteur de remblayage au-dessus du sommet du tuyau, où seuls des machines de compactage légères sont admises, est fonction de la couche de protection (conformément au Couche de protection HO).

Le matériau de remblayage ainsi que les engins de compactage doivent être choisis de manière à ce qu'il ne se produise pas de dommages ou d'affaissement ultérieur, ni sur la conduite de tuyau ni sur les parties de travaux voisines. Les remblayage et compactage dans un périmètre routier doivent être réalisés par couches régulières.

Pour les remblayages dans des zones cultivées, il faut replacer la terre de culture dans son épaisseur originale et, dans la mesure où aucun compactage n'est prescrit, il faut augmenter le remblayage de manière à prévenir un affaissement ultérieur correspondant.

VI. 1.3) *Changements de direction*

Quand on utilise des pièces de raccordement il faut que la distance entre deux points d'axe possède une longueur minimale de $2 \times d_n$.

Les modifications de direction à 90° seront, en raison des nécessités de nettoyage et de passage de caméra, réalisées en deux fois à 45° .

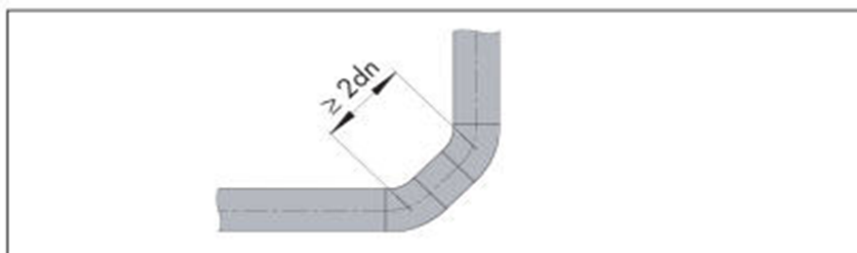


Figure N° IV.4: Traversée des conduites (Gaine en fonte)

VI. 1.4) *Pose des conduites à forte pente*

Sur les conduites à forte pente il faut empêcher le transport des matériaux fins d'enrobage du tuyau par le montage de barrages de béton. De plus il faut que les forces longitudinales créées soient transférées au sol original. En raison du peu d'adhérence du béton sur le plastique les barrages en béton seront construits directement sur les extensions de manchons. Il faut s'assurer qu'au-dessus du barrage, par l'écoulement de la nappe phréatique, aucune pression d'eau ne puisse se former. Il faut éventuellement prévoir des possibilités d'écoulement dans la zone de lit.

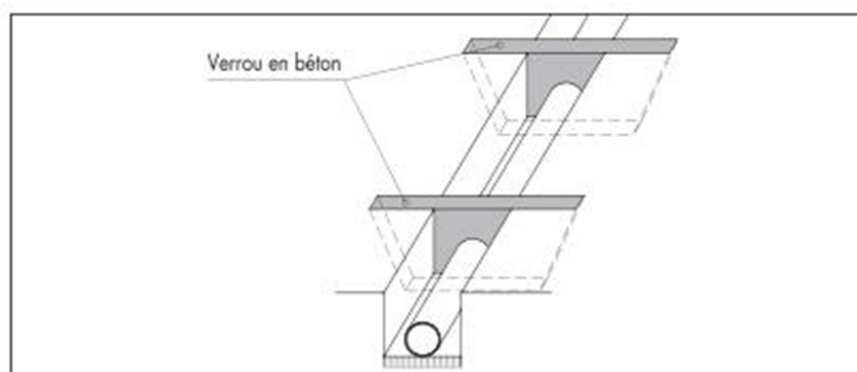


Figure N° VI.5: Pose des conduites à forte pente

VI. 1.5) Pose des conduites en traversées des routes et voies ferrées

Pour qu'il n'y plus de transmission des vibrations dues aux charges et pour amortir les chocs qui peuvent nuire à la conduite et causant des ruptures, par suite des infiltrations nuisibles, on prévoit les solutions suivantes :

- Couler de béton noyant la plus grande partie du tuyau ;
- Placer une dalle de béton armé sur des piédroits en béton ;
- Coller une dalle en béton armé sur un lit de sable recouvrant entièrement le tuyau (enrobage) ;
- Utiliser les gaines, qui sont des buses de diamètre supérieur dans lesquelles les conduites sont introduites.

VI. 1.6) Passage de ponts

Franchir un pont avec une canalisation constituée d'éléments emboîtés consiste à résoudre :

- Le supportage ;
- L'absorption des dilatations thermiques du pont et celle de la canalisation ;
- L'encrage des éléments soumis aux poussées hydrauliques ;
- La protection contre le gel si nécessaire.

Il existe deux grands principes de poses que l'on choisit en fonction du type d'ouvrage :

- Canalisation fixée sur l'ouvrage ;
- Canalisation indépendante de l'ouvrage.

VI. 1.7) Accessoires

Le long d'une canalisation, différents organes et accessoires sont installés pour :

- Assurer un bon écoulement ;
- Régulariser les pressions et mesurer les débits ;
- Protéger les canalisations ;
- Changer la direction ;
- Raccorder deux conduites ;
- Changer le diamètre ;
- Soutirer les débits.

VI. 1.7.1) Robinets vannes

Ce sont des appareils de sectionnement utilisés pour le cas de manœuvres lentes pour les gros diamètres. L'obturation est obtenue pour une rotation de 90° de la partie tronconique.

On distingue les robinets vannes à coin (à opercule) et les robinets vannes papillon :

a. Robinet vanne à coin (à opercule)

Les robinets vannes à opercule sont des appareils de sectionnement qui doivent être complètement ouverts ou fermés. Leur encombrement est considérable comparé à celui des vannes papillon. L'arrêt est fait par un obturateur en forme de coin.

b. Vannes papillons

Les vannes papillon peuvent aussi bien servir pour le sectionnement que pour le réglage des débits. Ils sont d'un encombrement réduit, légers, le couple de manœuvre est faible. Elle occasionne une faible perte de charge.

• Des robinets vanne à opercule à la sortie de chaque pompe, sur chaque conduite d'arrivées et de vidange des réservoirs, sur la conduite d'aspiration de chaque pompe et au maximum chaque 400m de la conduite gravitaire et de refoulement.

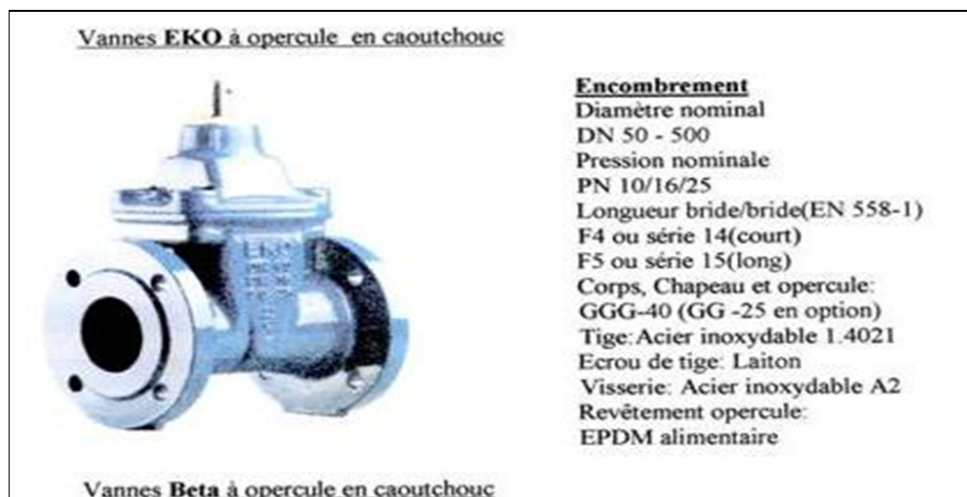


Figure N° VI.6: Robinet vanne à opercule (d'après W.A.E)

• Des robinets vanne papillon sur chaque conduite de départ du réservoir.

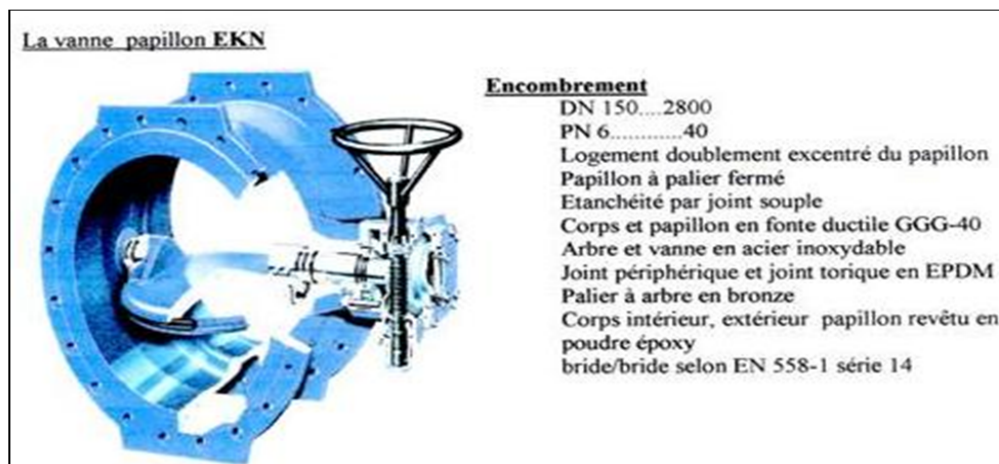


Figure N° VI.7: Robinets vanne papillon (D'après A.W.E)

VI.1.7.2) Clapets anti retour

Le clapet anti retour est, en apparence, un appareil simple. Schématiquement, il fonctionne comme une porte. C'est un accessoire permettant l'écoulement du liquide dans un seul sens.

Dans la réalité, le clapet doit s'adapter à de nombreux fluides, à des installations très variées présentant à chaque fois des contraintes mécaniques, hydrauliques, physiques ou chimiques différentes. On prévoit l'installation d'un clapet anti retour à la sortie de chaque pompe.

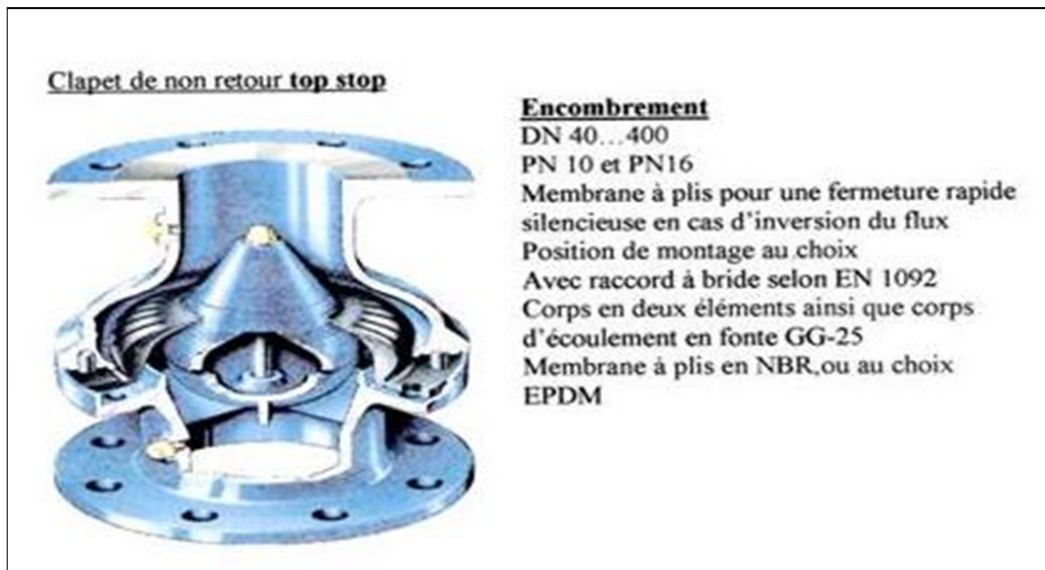


Figure N° VI.8: Clapet anti retour top stop

VI.1.7.3) Ventouses

L'évacuation de l'air se fait par l'intermédiaire d'une ventouse qui peut être manuelle ou automatique.

Une ventouse manuelle est un simple robinet que l'on manœuvre périodiquement.

Les ventouses automatiques sont des pièces évacuant l'air dès qu'il se forme une poche notable.

Toutes ces ventouses sont disposées dans des regards visitables et leur bon fonctionnement doit être vérifié périodiquement.

Ces ventouses automatiques, en dehors de la suppression des poches d'air en fonctionnement normal, permettent également l'évacuation de l'air lors de la mise en eau de la canalisation et, réciproquement, l'admission de l'air lors de la vidange provoquée de la canalisation, ce qui permet d'éviter la mise en dépression de cette dernière. On opte pour les ventouses à trois fonctions car l'adduction mixte est de diamètre variant de 800 à 250 mm.

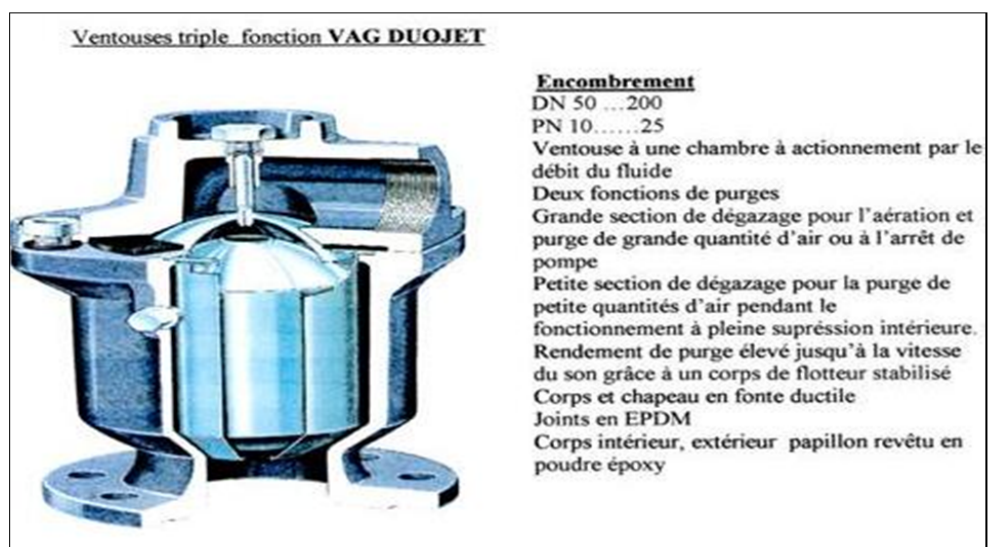


Figure N° VI.9: ventouse triple fonction VAG DUOJET (D'après document W.A.E)

Remarque : les ventouses sont généralement placées au point haut de la conduite et après la vanne de sectionnement .

VI.1.7.4) Vannes de décharge

C'est un robinet disposé au point bas du tracé et avant la vanne de sectionnement en vue de la vidange de la conduite. La vidange se fait soit dans un égout (cas d'un réseau urbain), soit dans une fosse ou en plein air (cas d'une conduite compagne). Ce robinet sera posé dans un regard en maçonnerie facilement accessible.

VI.1.7.5) Moyens anti – béliér

Ils existent différents moyens de protection des installations contre le coup de béliér :

1. Cheminée d'équilibre : elle protège les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions, elle ne peut l'établir économiquement que si la hauteur géométrique est faible. A cause de son encombrement, elle est déconseillée en AEP.

2. Volant d'inertie : couplé au moteur, il constitue un moyen permettant d'allonger le temps d'arrêt du moteur et cela protège les installations contre les dépressions.

3. Soupape de décharge : Elle ne lutte que contre les surpressions, elle est munie d'un ressort qui avec le temps devient raide et n'accomplit pas son rôle. La protection des installations contre les surpressions est accompagnée de perte d'eau par éjection en cas de gonflement.

4. Réservoirs d'air : il protège les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions, il est le meilleur remède contre le coup de béliér.

VI.1.7.6) By – pass

Le *by pass* est utilisé pour les rôles suivants:

- Faciliter la manœuvre de la vanne à fermeture lente ;
- Remplir à débit réduit, la conduite avant sa mise en service ;
- Relier la conduite d'arrivée à la conduite de départ du réservoir.

Dans notre cas, les *by pass* sont placés parallèlement aux vannes de sectionnement se trouvant le long de la conduite gravitaire et de refoulement pour remplir les deux premiers rôles, et à l'intérieur de chambre de vannes pour remplir le troisième rôle.

VI.1.7.7) Joints de raccordement

Les longueurs de tuyaux sont assemblées par des joints non verrouillés, verrouillés ou à brides. Les joints verrouillés permettent une auto-butée des canalisations, évitant des massifs en béton lourds, encombrants et longs à réaliser. Les joints les plus utilisés dans notre cas sont

- le joint à emboîtement à soudure;
- le joint automatique;
- le joint *gibault*;
- le joint verrouille;
- les joints mécaniques;

- le joint à brides (fixe ou orientable).

Les joints modernes sont verrouillés grâce à des bagues de joint en élastomère comportant des inserts métalliques. De même, le joint proprement dit, qui se place entre les brides, est actuellement en élastomère garni d'inserts métalliques pour éviter le fluage à la compression lors du serrage.

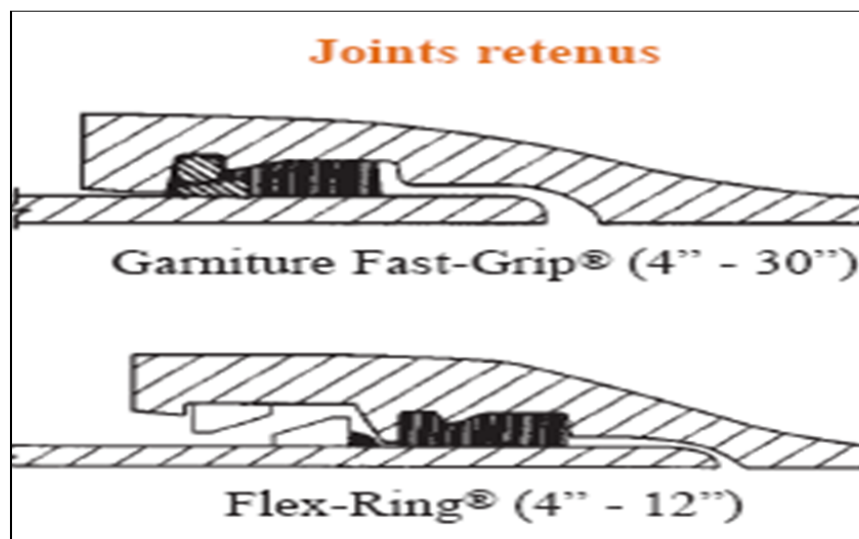


Figure N° VI.10: joints pour canalisations en fonte (D'après Guide DIPRA).

VI.1.7.8) Organes de mesure

❖ Mesure de débit

Les appareils les plus utilisés au niveau des installations sont :

- Le diaphragme ;
- Le venturi ;
- La tuyère.

On crée une contraction de la section d'écoulement. Cette contraction entraîne une augmentation de la vitesse d'écoulement au droit de l'appareil se traduisant par une diminution de la pression. La mesure s'effectue avec un capteur de pression différentielle.

❖ Mesure de pression

Les appareils les plus utilisés sont :

- Manomètres à jet unique:
 - Les manomètres à turbine jet unique ont fait leurs preuves des millions de fois. Ce sont des compteurs à cadran totalement sec muni d'une tête rotative facilitant la lecture dans tous les montages à des températures de 50°C ou 100°C.
- Manomètres à jet multiple.
- Manomètres *Woltman*.



Manomètre à Jet unique



Manomètre à Jet multiple



Manomètre WOLTMAN

Figure N° VI.11: Manomètres (d'après document W.A.E)

VI.1.7.9) Organes de raccordement

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

- La déviation d'une partie d'écoulement ;
- L'introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire ou son soutirage ;
- Le changement de diamètre de la conduite ;
- Le montage et le démontage des accessoires ;
- Le changement de direction de la conduite.

❖ Coudes

Les coudes sont des accessoires utiles surtout pour les réseaux maillé et ramifié, lorsque la conduite change de direction. Généralement, les coudes sont maintenus par des massifs de butées, convenablement dimensionnés.

On y distingue des coudes à deux emboîtements ou bien à emboîtements et à bout lisse ; les deux types de coude se présentent avec un angle α de : $\frac{1}{4}$ (90°), $\frac{1}{8}$ (45°), $\frac{1}{16}$ ($22^\circ 30'$), $\frac{1}{32}$ ($11^\circ 15'$).

❖ Cônes

Les cônes sont utilisés pour relier deux conduites de diamètres différents comme on les rencontre aussi à l'entrée et à la sortie des pompes. On distingue :

- Les cônes à deux emboîtements ;
- Les cônes à deux brides ;
- Les cônes à emboîtement et bride.

❖ Tés

Les tés sont utilisés dans le but de soutirer un débit d'une canalisation ou d'ajouter un débit complémentaire. Ils sont rencontrés au niveau des réseaux maillés, ramifiés et des canalisations d'adduction en cas de piquage.

Les tés se présentent soit à trois emboîtements, soit à deux emboîtements et brides.

❖ Joints de démontage

En pratique, on rencontre des manchons à bouts lisses des deux extrémités, à deux emboîtements, à emboîtement et bout lisse, à deux brides, à bride et bout lisse, à emboîtement et bride, on les rencontre surtout au niveau des montages des appareils accessoires (vannes, clapet...) et au niveau de certains joints.

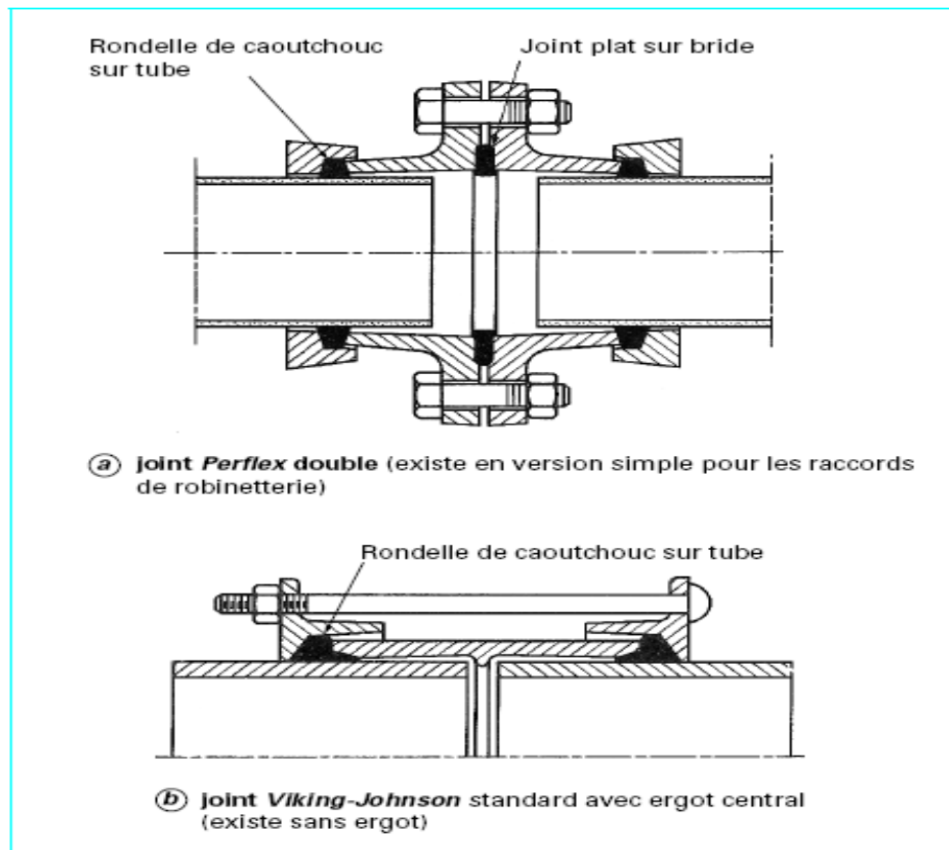


Figure N° VI.12: Joints pour canalisations en fonte (Document de Société wallonne des eaux)

VI.2) Protection des conduites contre le coup de bélier [1],[4]

VI.2.1) Phénomène du coup de bélier

VI.2.1.1) Définition

Le coup de bélier est une onde de pression, positive ou négative, provoquée par une variation du régime hydraulique, et se propageant dans le milieu constitué par l'eau et par la conduite qui la contient. Cette onde est caractérisée par une vitesse de propagation ou célérité, qui ne dépend pas en première approximation de l'amplitude de l'onde lorsque celle-ci est faible. Elle se réfléchit sur les obstacles, et en particulier sur les extrémités de la conduite, en changeant de signe ou non suivant les conditions physiques qui y sont rencontrées.

VI.2.1.2) Notions générales:

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

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

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

- L'ouverture ou la fermeture des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire.

- 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.
- Modification de la vitesse d'une pompe.
- Variation d'un plan d'eau.

La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage qui est la cause la plus répandue du coup de bélier.

Le coup de bélier, dont la brutalité est susceptible d'entraîner des ruptures de conduite, peut atteindre des valeurs très élevées pouvant être égale à plusieurs fois la pression de service sur les réseaux à basse pression.

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

VI.2.1.3) 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.

a) 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 tuyaux il y a risques de rupture de ces derniers et déboîtement des joints (les anneaux d'étanchéité seront délogés).

b) Cas de dépression

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par l'apparition d'une pression relative négative, à la suite d'un arrêt brusque d'une pompe ou d'une ouverture instantanée d'une vanne de sectionnement. Si cette pression devient inférieure à 10mce, il se produira une poche de cavitation. Si le profil en long de la canalisation est déformable la canalisation peut être aplatie par implosion et les joints aspirés. Le phénomène de cavitation, une fois apparu, peut provoquer la détérioration de la couche d'enduit intérieur du tuyau.

c) Fatigue de la canalisation

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

VI.2.2) Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier

Il existe différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier :

a) Réservoirs d'air :

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

Ce dispositif est le plus simple et protégera les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions.

b) Cheminée d'équilibre :

A la place d'un réservoir d'air sous pression, il peut être établi, à la station de pompage, un réservoir à l'air libre appelé cheminée d'équilibre. Cette cheminée jouera le même rôle que ce premier mais, dans le cas de hauteur de refoulement même moyenne, on arrive rapidement à des ouvrages d'art de hauteurs importantes.

c) Soupape de décharge :

Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement, qui, par sa compression, obture, en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est-à-dire où la surpression à craindre est maximale et libre, le cas échéant, le débit de retour de conduite correspondant à la valeur de la surpression admissible. Il y a lieu de prévoir l'évacuation vers l'extérieur, de l'eau ainsi libérée.

d) Volant d'inertie :

calé sur l'arbre du groupe, il constitue un moyen assurant l'alimentation de veine liquide, malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale. Le volant la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier. Au démarrage, le groupe électropompe, avec le volant d'inertie, consomme plus d'énergie.

Tableau N°VI.1 : Avantages et inconvénients des appareils anti-béliers

Appareils	Avantages	Inconvénients	Observations
Soupape de décharge	<ul style="list-style-type: none"> - Coût limité - Entretien et réglage facile - Ne consomme pas d'énergie . - Indépendant d'une installation électrique. 	<ul style="list-style-type: none"> - Nécessite un entretien et un contrôle attentifs (ressort). - Pertes considérables d'eau pendant le fonctionnement 	Utilisé comme protection contre la surpression
Cheminée d'équilibre	<ul style="list-style-type: none"> - Bon fonctionnement (ne comporte pas d'organes mécaniques susceptibles de fonctionnement défectueux). - Importante durée de vie . - Indépendante d'une installation électrique. - Pas de pertes d'eau 	<ul style="list-style-type: none"> - Possibilités d'installation limitées. - Ouvrage coûteux (hauteur généralement très développée). 	Utilisé comme protection et pour la dépression et pour la surpression
Réservoir d'air	<ul style="list-style-type: none"> - Bon fonctionnement. - Bonne sécurité . - Pas de pertes d'eau. 	<ul style="list-style-type: none"> - Entretien et réglage compliqués qui exige du personnel qualifié. - Coût élevé. 	Utilisé comme protection contre la dépression et la surpression
Volant d'inertie	<ul style="list-style-type: none"> - Dispositif économique intéressant sur les installations qui ne s'arrêtent pas trop souvent. 	<ul style="list-style-type: none"> - Consommation d'énergie supplémentaire. - Protection limitée par la puissance du moteur et les caractéristiques de démarrage. - Inapproprié dans les stations à forte fréquence de démarrage. 	Utilisé comme protection contre les dépressions

Remarque :

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

VI.2.3) Calcul des réservoirs d'air

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans les conduites de refoulement et le volume du réservoir d'air.

Comme méthode de calcul, on distingue :

❖ **Méthode de VIBERT**

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

❖ **Méthode de BERGERON**

La méthode de BERGERON est la plus répandue, elle donne de bons résultats que ça soit pour les petites ou pour les grandes installations.

❖ **Méthode de PUECH et MEUNIER [5]**

Pour le calcul de la surpression dépressions et le calcul de U_0 , nous emploierons la méthode de PUECH et MEUNIER qui utilise trois nombres adimensionnels :

K : qui caractérise les pertes de charge.

A : qui caractérise la conduite de refoulement.

B : qui caractérise le volume d'air du réservoir anti béliet.

VI.2.3.1) Dimensionnement des réservoirs d'air [5]

On calculera la célérité d'onde à l'aide de la formule suivante (SALAH. B) :

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

Avec :

C : célérité d'onde en (m/s)

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

ρ : Masse volumique de l'eau ; $\rho = 1000$ kg / m³

E_m : module de Young du matériau de la conduite ; $E_m = 1 * 10^{11}$ pour la fonte.

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

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

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

e_m : Epaisseur de la conduite (m). $e_m=0.0046$ m pour la fonte

a : rayon intérieur de la conduite (m).

- **Calcul de la célérité d'onde C**

Les résultats trouvés pour le calcul de la célérité d'onde C sont regroupés dans le tableau suivant:

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

N° de station	K (Pa) (* 10 ⁹)	P (Kg/m ³)	a (m)	v _m	v _s	E _s (Pa) (* 10 ⁸)	E _m (Pa) (* 10 ¹¹)	e _m (m)	C (m/s)
SP1	2.07	1000	0.505	0.25	0.35	2	1	0.0046	699.04
SP2	2.07	1000	0.45	0.25	0.35	2	1	0.0046	722.89

- Caractéristique de la conduite : A et K

$$A = \frac{C * V_0}{g * H_0} \dots \dots \dots (VI - 2)$$

$$K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0} \dots \dots \dots (VI - 3)$$

Avec :

V₀ : vitesse moyenne de refoulement en (m/s).

$$H_0 = H_g + 10$$

$$H_{abs}: \text{Charge absolu} = H_{mt} + 10$$

g : l'accélération de pesanteur.

- Nous choisirons la famille de courbe B qui correspondant a la valeur de K et A
- On détermine le profil en long absolu de la conduite
- Après on doit superposé le profil en long absolu pour tiré la valeur de B
- Calculer le volume d'air comprimé nécessaire, en fonctionnement normal U₀, pour la protection totale de la conduite par la relation suivante :

$$U_0 = \frac{V_0^2}{g * H_{abs}} * \frac{L * S}{B} \dots \dots \dots (VI - 5)$$

- Le volume maximal d'air comprimé est donné par la relation :

$$H_{abs} * U_0^{1,2} = P_{min} * U_{max}^{1,2} \dots \dots \dots (VI - 6)$$

$$\Rightarrow U_{max} = U_0 * \left(\frac{H_{abs}}{P_{min}}\right)^{\frac{1}{1,2}} \dots \dots \dots (VI - 7)$$

➡ Pour la Station de pompage 1 [5]

a) Dépression

- la célérité d'onde donné par la formule de « SALAH. B » est égale : C = 699,04 m/s

$$V_0 = 1,77 \text{ m/s}$$

$$H_0 = H_g + 10 = 135 + 10 = 145 \text{ m}$$

$$H_{abs} = H_{mt} + 10 = 163,92 + 10 = 173,92$$

- Calcul de A et K

$$A = \frac{C * V_0}{g * H_0} = \frac{699.04 * 1,77}{9,81 * 145} = 0,87 \approx 1$$

$$K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0} = \frac{173,92 - 145}{145} = 0,2$$

Nous considérerons la famille de la courbe **B** pour valeur **K = 0,2 et A = 1** auxquelles nous allons superposer le profil en long absolu de la conduite.

Tableau N°VI.3 : Profil en long absolu de la conduite

Cote z (m)	0	57.23	67.05	0.66	38.32	135
Longueur de la conduite (m)	0	1196.62	1718.99	5153.2	12475.85	13119.6
$(\Delta z + 10) / (H_g + 10)$	0.07	0.46	0.53	0.07	0.33	1
x/L	0	0.09	0.13	0.39	0.95	1

La détermination de B voir (Annexe VI.1)

En prenant **B = 0,6** au-dessus du point le plus défavorable à **0,13L** nous avons une pression absolue p telle que $p/H_0 = 0,052 \Rightarrow p = 145 * 0,05 = 7,25 m > 3m$, cette sécurité est suffisante.

- Nous pouvons maintenant calculer le volume d'air comprimé nécessaire, en fonctionnement normal, pour la protection totale de la conduite.

$$U_0 = \frac{1,77^2}{9,81 * 173,92} * \frac{7098,15}{0,6} = 13,03 m^3$$

$$U_0 = 22 m^3$$

- Le volume maximal d'air comprimé est donné par la relation (VI - 7)

$$\Rightarrow U_{max} = 22 * \left(\frac{173,92}{65,25} \right)^{\frac{1}{1,2}}$$

$$U_{max} = 48,8 \approx 50 m^3$$

Si nous volons qu'il reste encore 25% d'eau, nous devons prévoir un ballon d'un volume de

$$\tau = 62,5 m^3$$

b) Surpression

Nous employons la abaque de Dubin et Guéneau (Annexe IV.3)

$$\left\{ \begin{array}{l} A = 1 \\ B = 0,6 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{nous lisons} \left\{ \begin{array}{l} \alpha * \frac{V_0^2}{H_0} \approx 2,4 \text{ avec } \alpha = \frac{1}{2 * g} * \left[\frac{D^2}{0,6 * d^2} - 1 \right]^2 \\ \frac{P_{max}}{H_0} \approx 1,15 \Rightarrow P_{max} = 167 mce \end{array} \right.$$

Avec :

D : diamètre de la conduite.

d : diamètre de diaphragme.

Nous calculons :

$$d = 210 \text{ mm}$$

Pour protéger l'adduction contre les dépressions, il faut installé un réservoir eau + air comprimé d'un volume total $\tau = 62,5 \text{ m}^3$ avec un volume d'air en fonctionnement normal $U_0 = 22 \text{ m}^3$

pour protéger l'adduction contre les surpressions, un clapet *by-passé* par un diaphragme à bord vif de diamètre $d = 210 \text{ mm}$

➡ Pour la Station de pompage 2

c) Dépression

- la célérité d'onde donné par la formule de « SALAH. B » est égale : $C = 699,04 \text{ m/s}$

$$V_0 = 1,91 \text{ m/s}$$

$$H_0 = H_g + 10 = 140 + 10 = 150 \text{ m}$$

$$H_{abs} = H_{mt} + 10 = 147,7 + 10 = 157,7$$

- Calcule de A et K

$$A = \frac{C * V_0}{g * H_0} = \frac{722,89 * 1,91}{9,81 * 150} = 0,93 \approx 1$$

$$K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0} = \frac{157,7 - 150}{150} = 0,05 \approx 0,1$$

Nous considérerons la famille de la courbe **B** pour valeur $K = 0,1$ et $A = 1$ auxquelles nous allons superposer le profil en long absolu de la conduite.

Tableau N°VI.4 : Profil en long absolu de la conduite

Cote z (m)	0.0	19.9	37.8	65.7	85.7	140.0
Longueur de la conduite (m)	0.0	952.2	2393.8	3080.9	3359.0	3607.3
$\Delta z + 10 / H_g + 10$	0.07	0.20	0.32	0.50	0.64	1
x/L	0	0.26	0.66	0.85	0.93	1

La détermination de B voir les annexes (Annexe VI.2)

En prenant $B = 2,5$ au-dessus du oint le plus défavorable à $0.93L$ nous avons une pression absolue p telle que $p/H_0 = 0,04 \Rightarrow p = 150 * 0,04 = 6 \text{ m} > 3\text{m}$, cette sécurité est suffisante.

- Nous pouvons maintenant calculer le volume d'air comprimé nécessaire, en fonctionnement normal, pour la protection totale de la conduite.

$$U_0 = \frac{1,91^2}{9,81 * 157,7} * \frac{1038,68}{3} = 0,81 \text{ m}^3$$

$$U_0 = 1 \text{ m}^3$$

- Le volume maximal d'air comprimé est donné par la relation (VI - 7)

$$\Rightarrow U_{max} = 1 * \left(\frac{157,7}{37,5} \right)^{1,2}$$

$$U_{max} = 3,5 \text{ m}^3$$

Si nous volons qu'il reste encore 25% d'eau, nous devons prévoir un ballon d'un volume de

$$\tau = 4,5 \text{ m}^3$$

d) Surpression

Nous employons la abaque de *Dubin et Guéneau* (Annexe IV.3)

$$\begin{cases} A = 1 \\ B = 3 \end{cases} \Rightarrow \text{ nous lisons } \begin{cases} \alpha * \frac{V_0^2}{H_0} \approx 2,15 \text{ avec } \alpha = \frac{1}{2 * g} * \left[\frac{D^2}{0,6 * d^2} - 1 \right]^2 \\ \frac{P_{max}}{H_0} \approx 1,1275 \Rightarrow P_{max} = 169,1 \text{ mce} \end{cases}$$

Avec :

D : diamètre de la conduite.

d : diamètre de diaphragme.

Nous calculons :

$$d = 140 \text{ mm}$$

Pour protéger l'adduction contre les dépressions, il faut installé un réservoir eau + air comprimé d'un volume total $\tau = 4,5 \text{ m}^3$ avec un volume d'air en fonctionnement normal $U_0 = 1 \text{ m}^3$

pour protéger l'adduction contre les surpressions, un clapet *by - passé* par un diaphragme à bord vif de diamètre $d = 140 \text{ mm}$

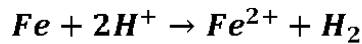
VI.3) Protection des conduites contre la corrosion

VI.3.1) Théorie :

Fondamentalement, la corrosion est due à une attaque physico-chimique du métal exposé, dépendant de la nature de l'eau et de celle du métal. La vitesse de dissolution du métal est inversement proportionnelle à la l'alcalinité, à la dureté (teneur en calcium) et au PH de l'eau ; elle est directement proportionnelle au contraire à sa teneur en oxygène et en gaz carbonique dissous, à sa température et à sa vitesse de circulation. Qui interviennent et compliquent le problème. Il est fréquent que les eaux naturelles soient moins corrosives que les eaux traitées de qualité apparemment semblable. Tel est particulièrement le cas lorsque le traitement consiste à adoucir, c'est-à-dire à diminuer la teneur en matières minérales. La corrasion est au contraire aggravée par l'activité d'organisme réducteurs des sulfates, comme c'est le cas dans les eaux stagnantes des conduites borgnes. En fait, on attache de plus en plus

d'importance à l'influence corrosive des modifications biochimiques dues à la croissance des bactéries *Crenothrix* et *Leptothrix*, et aux organismes réducteur de sulfates.

Le métal se dissout sous forme d'ions métalliques positifs, dont la charge électrique est prise aux ions hydrogène de l'eau, ce qui montre l'importance du PH et de l'alcalinité. Cette réaction provoque le dépôt d'un film polarisant d'hydrogène gazeux qui arrête la réaction par l'action décapante de l'eau ou oxydé par l'oxygène en solution.



VI. 3.2) Facteurs de la corrosion

La corrosion est caractérisée par une attaque du métal due a des phénomènes extérieurs en liaison soit :

- Certains éléments transportés par l'eau, qui ont des effets importants sur la corrosion.
- Le PH d'eau qui dépend de la teneur en gaz dessous tel que le CO₂ et H₂S a une influence sur la corrosion.
- La variation des températures entraînent de la corrosion, sachant que pour une variation de 30°, le taux de corrosion est multiplié deux fois, jusqu'à trois.
- Le type de métal.

L'importance de ces facteurs peut causer la destruction rapide des canalisations par perforation en forme de cratères très rouillés.

Lorsqu'il existe une hétérogénéité soit dans le métal soit dans le milieu qui l'entourne (ou les deux). Cette hétérogénéité va produire une différence de potentiel entre différents points du métal et si ce matériau se trouve dans un milieu électrolysable, il y aura formations des piles qui

vont débiter dans la masse métallique, car elles sont en court-circuit. Les zones anodiques sont corrodées et disparaissent c'est la corrosion électrochimique.

VI. 3.3) Moyens de lutte contre la corrosion

La prévention de la corrosion doit commencer déjà dans la phase de la planification. En d'autres mots, on doit prendre en considération la corrosion depuis le début du projet et jusqu'à sa réalisation. Il s'agit de garantir une certaine durée de vie de l'objet, pour un coût minimal, comprenant tant les frais d'investissement que l'entretien. La lutte contre la corrosion englobe les méthodes suivantes :

- Protection par revêtement
- Protection cathodique

VI. 3.4) Protection contre la corrosion de conduites de tuyaux en fonte ductile

Les principaux types de protection contre la corrosion extérieure sont les suivants:

- Revêtement en mortier de ciment armé
- Revêtement en polyéthylène

Dans notre cas de figure, une manche en polyéthylène ou un couche de goudron assurant la protection des conduites, en fonte ductile, traversant des terrains agressifs.



Figure N° VI.13: Installations de tuyaux recouverts d'une protection en polyéthylène.

VI. 4) Estimation des aménagements

Les tableaux donnés ci-après constituent une pré-estimation des travaux à réaliser pour la mise en service du transfert.

Cette estimation se base sur des prix d'ordre observés pour des marchés similaires dans les dernières années.

Les prix sont donnés en dinars algérien

• Station de traitement

Le montant du station de traitement s'établit comme suit :

Tableau N°VI. 5 : Montant du station de traitement

	Montant(DA)
Traitement de l'eau	
Ouvrage de répartition - Pré ozonation	35 050 000
Coagulation - Flocculation – Décantation	540 000 000
Filtres à sable	330 000 000
Lavage des Filtres	88 000 000
Désinfection	81 000 000
Traitement des boues	
Epaisseur - Unité de Déshydratation	385 000 000
Bâtiment	
Bâtiment des réactifs et d'exploitation	550 000 000
Circuit Réactifs	
Total Circuit Réactifs	135 000 000
Electricité - Contrôle des installations	
Total Electricité - Contrôle des installations	480 000 000
Divers	
Total –Divers	524 800 000
TOTAL HT	3 148 850 000

SOURCE ANBT

☛ Adducteurs

Le cout total de l'adducteur regroupé dans le tableau suivant :

Tableau N°VI.6 : Le cout total de l'adducteur

	Branche Est
Canalisation(***)	1 399 103 000
Terrassement/ remblaiement	809 485 000
Ouvrages divers	36 600 000
Divers et non métrés	508 258 000
Total	2 753 446 000

(***) VOIR ANNEXE II.1

☛ réservoirs

Le cout des réservoirs s'établit comme suit :

Tableau N°VI.7: Le cout des réservoirs

	<i>Génie civil(DA)</i>	<i>Terrassement (DA)</i>	<i>Equipements/ canalisations (DA)</i>	<i>divers(DA)</i>	<i>Total(DA)</i>
Oum El bouaghi	167960000	53200000	28406000	24958000	274522000
Ain Beida	151164000	47880000	25565400	22462200	247069800

☛ Stations de pompage

Le cout des stations de pompage s'établit comme suit :

Tableau N°VI.8 : Le cout des stations de pompage

	SP₀ intermédiaire	SP 1	SP2
Equipements électromécaniques (Y/C tuyauterie)	97184466	549286957	165981716
Equipements électriques	61165049	404660870	140001969
Génie civil terrassement	42718447	150260870	62887482
Divers et non métrés	40213592	220841739	73774233
TOTAL	241281553	1325050435	442645401

☛ Supervision et Télégestion

Tableau N°VI.9: Montant de supervision et télégestion

Désignation	Montant (DA)
CPT	15 000 000
PS	6 000 000
Terminaux	3 000 000
Bâtiment de télé contrôle et de maintenance (RdC + étage)	inclus dans ST
Fibres Optique	25 000 000
Divers et non métrés	9 800 000
Total	58 800 000

source ANBT

☛ Récapitulatif des Investissements

La pré-estimation du montant total des travaux à réaliser dans le cadre du transfert sont résumés ci-après.

Tableau N°VI. 10: montant total des travaux

Items	Montant DA HT*10 ³
Station de Traitement	3 148 850
Adducteurs	2 753 446
Réservoirs	521 591
Stations de pompage	2 008 977
Télégestion	58 800
Aléas (15%)	1 968 890
TOTAL	10 460 554

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons vu la méthode de pose et deux moyens de protection contre le régime transitoire et la corrosion.

Pour le régime transitoire on prévoit l'installation, juste à la sortie des stations de pompage (SP1) et (SP2), deux réservoirs d'air d'une capacité respectives. 62500 litres d'air et 4500 litres. La protection anti béliet pour la station intermédiaire (SP0) sera assurée par le by pass .

Pour la corrosion nous avons adopté une manche en polyéthylène ou une couche de goudron assurant la protection des conduites en fonte ductile, traversant des terrains agressifs.

L'estimation des coût d'investissement n'est que sommaire, et débloquent les prévisions budgétaires du projet.

Conclusion générale

Au terme de ce présent travail, nous pensons avoir cerné les différentes phases de réalisation d'un projet d'adduction d'eau potable, nous avons étudié les installations, les ouvrages de stockage et les équipements hydromécaniques nécessaires pour diriger l'eau de la station de traitement du barrage de OURKISS vers la zone d'étude.

Cette étude d'approvisionnement en eau potable est faite pour l'horizon 2031, dont la population de toute la zone d'étude atteindra 359161 habitants.

L'importance des besoins en eau estimés pour les deux villes concernée par l'étude, par rapport aux sources existantes, a donné la nécessité de prévoir un transfert de 86389,39 m³/j des eaux du barrage de OURKISS.

Les ouvrages de stockage sont dimensionnés selon les besoins en eau estimés, et cela deux réservoirs sont implantés sur la branche Est : Réservoir de Oum El Bouaghi et celui de Ain Beida. Ils seront tous les deux inscrits sur des calcaires compactes et durs. Là également, le nivellement de l'assise de ces ouvrages sera exécuté au rocher.

Concernant le réseau d'adductions et le tracé, nous avons essayé de suivre la route parce que le terrain est accidenté dans sa globalité avec le matériau suivant : Fonte ductile.

La protection de ce réseau est pris en considération pour augmenter la durée du vie de ce dernier, elle consiste à faire : la protection contre le régime transitoire, c'est la projection des réservoirs d'air pour la partie refoulement. Afin de protéger les conduites de la partie gravitaire contre les pressions importantes dues aux différences d'altitudes, nous avons projetés des régulateurs de pression.

Pour la protection contre la corrosion de conduites ou on a abouti à faire une manche en polyéthylène.

Au long du réseau d'adduction, on place des ventouses à chaque point haut pour évacuer les bulles d'air qui peuvent survenir à l'intérieur de la conduite, et des vidanges au niveau des points bas.

Enfin, Nous tenons à signaler qu'il est indispensable que les gestionnaires et les exploitants accordent une importance à la maintenance et à l'entretien de l'adduction, des réservoirs et des équipements hydromécaniques des stations de pompage à fin de garantir la pérennité du projet.

Annexe

Annexe I

Annexe N°I

Annexe (I.1) : Caractéristiques principales des matériaux

PRINCIPALES CARACTERISTIQUES	BETON PRECONTRAIT à AME TOLE	Fonte	Acier	PEHD	PRFV
1 – Protection extérieure	aucune, sauf conditions particulières de terrain ou/et de nappe phréatique	protection à prévoir dans les terrains agressifs (argiles, marnes, etc..) présentant une conductivité < à 250 <i>Ohm.m.</i>	protection à prévoir dans les terrains agressifs (argiles, marnes, etc..) - sensible aux courants vagabonds	aucune	aucune
2- Caractéristiques mécaniques	elles sont adaptées au projet. Résistance minimale du béton à 28 jours : 35 <i>MPa</i>	Limite élastique 270 <i>MPa</i> ; résistance à la traction 480 <i>MPa</i> ; Allongement 8 à 10%	Limite élastique 235 <i>N/mm²</i> ; allongement 23%	Allongement à la rupture 350% -	
3- longueurs	de 5 à 7m suivant les diamètres	De 6 à 8 mètres suivant diamètre	Longueurs standards 12m	Couronne 50 m ou barre de 6ml à 12 ml	6 à 12m
4-PRINCIPALES CARACTERISTIQUES	BETON PRECONTRAIT à AME TOLE	Fonte	Acier	PEHD	PRFV
5- Mise en œuvre	Lourd donc peu aisé à poser	Rapide	Rapide	Rapide	Longue
6- Joints	Emboîtement ou soudé	Emboîtement ou verrouillé	Soudé	Mécanique ou thermo soudé	Emboîtement
7- Principales Normes Françaises et Européennes	EN 639 - EN 642	EN 545 (spécifications des conduites en fonte); ISO 2531; EN 681-1 (spécifications des matériaux)	NFA 49.150 Pour tubes et soudures - NFA 49.710 Revêtement extérieur - XPA 49.709 Revêtement intérieur - NFA 49.701 Revêtement intérieur - NFA 49.703 Revêtement pièces spéciales - NF A 49402 - EN 571.1 Contrôle soudures - EN 1289 Contrôle soudures	NF T 54-063 tubes en Polyéthylène pour réseaux de distribution d'eau potable; XP T54-951 systèmes de canalisations en plastique pour l'alimentation en eau potable. EN 12201 et ISO 4427	

Annexe (I.2) : Avantages et inconvénients

	BETON PRECONTRAIT à AME TOLE	Fonte	Acier	PEHD	PRFV
Avantages	* peu sensible au remblai	* Simplicité de montage	* Continuité mécaniques - Pas de butée d'ancrage	* Léger donc manutention aisée	* Léger donc manutention aisée
	* possibilité de fabrication locale	* Rapidité de raccordement	* Flexibilité de l'acier	* Etanche quand respect des conditions de pose	* Etanche quand respect des conditions de pose
	* adapté à tous les cas de figure	* Rusticité des tranchées	* Délai de livraison rapide	* Faible coût	* Faible coût
	* économique, coût compétitif	* Equipe de pose non spécialisée	* Très bonne résistance aux séismes	* Insensible aux eaux agressives, saumâtres ou marines	* Insensible aux eaux agressives, saumâtres ou marines
	* système mécano (grande gamme de pièces spéciales)	* Etanche		* Résistance à la corrosion	* Résistance à la corrosion
	* possibilité d'adaptation sur chantier	* Résistance mécanique			
	* Matériaux robuste vis-à-vis des contraintes de pose ou de stockage	* Moins sensible à la qualité de pose			
	* Résistance mécanique	* Faible recouvrement possible			
+ de 50 ans d'expérience	* Large plage de profondeurs d'utilisation				

Suite de Annexe (I. 2)

	BETON PRECONTRAIT à AME TOLE	Fonte	Acier	PEHD	PRFV
Inconvénients	* les interventions après pose sur le réseau sont à réaliser avec soin selon le respect de la procédure (aciers de précontrainte)	* Pas de possibilité de fabrication sur place	* Soudeurs expérimentés sur place	* Respect des profondeurs minimales de pose	* Très fortes contraintes de remblaiement
	* selon projet, peut nécessiter une protection cathodique	* Protection spéciales si eaux agressive ou milieu de pose agressif	* Protection cathodique	* Respect du lit de pose et enrobage	* Respect des profondeurs minimales de pose
	* pas de modification possible sur chantier		* Nombreux contrôles	* Fragile	* Respect du lit de pose et enrobage
	* Lourd donc pose peu aisée, impossible à la main			* Gamme de diamètre pas adapté au débit important	* Fragile
					* Gamme de diamètre pas adapté aux débits importants

Annexe II

Annexe III

Annexe N°III

Annexe (III.1) Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants :

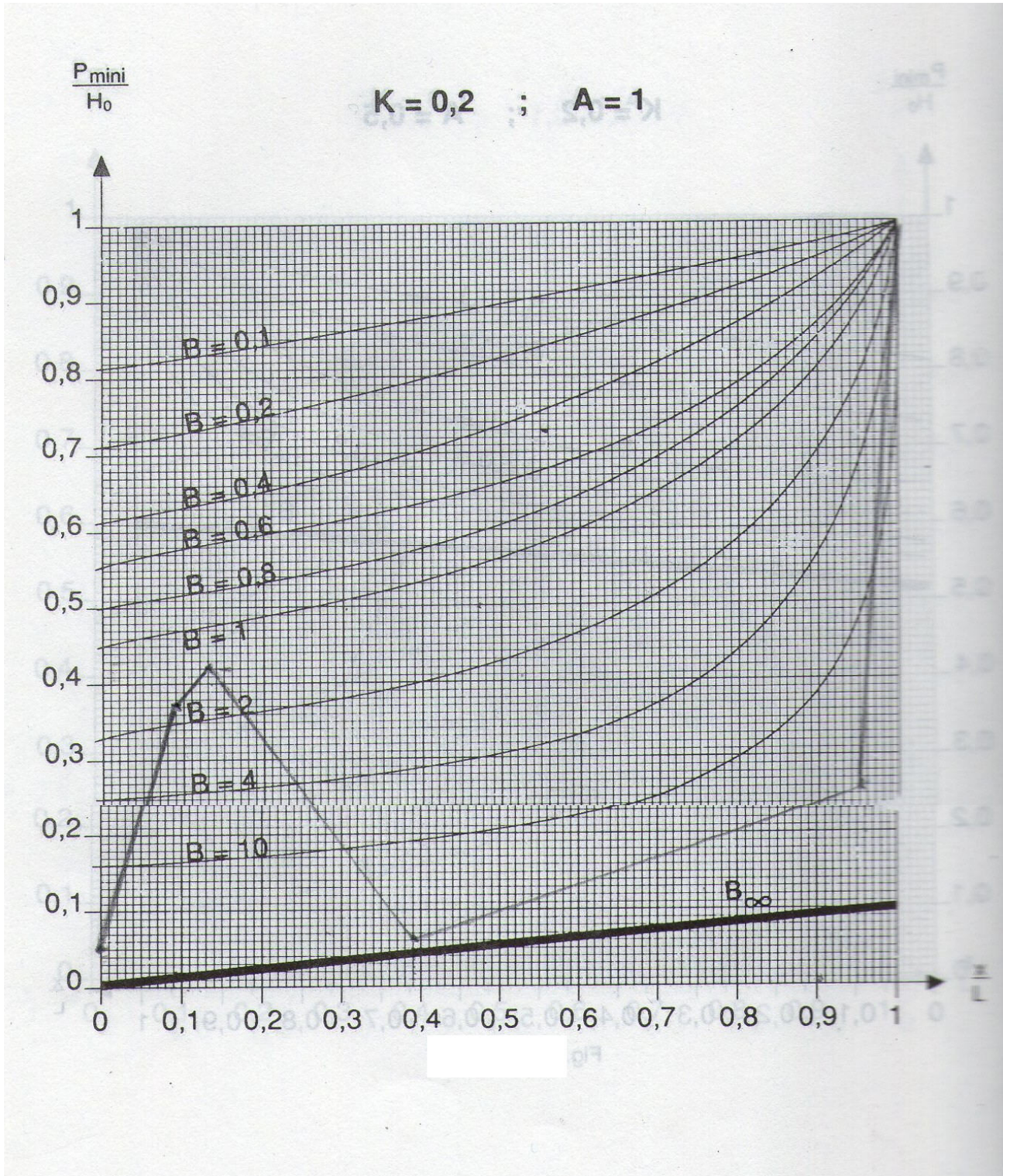
Heures (h)	Nombre d'habitants				Agglomération de type rurale
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	
0-1	1	1.5	3	3.35	0.75
01-02	1	1.5	3.2	3.25	0.75
02-03	1	1.5	2.5	3.3	1
03-04	1	1.5	2.6	3.2	1
04-05	2	2.5	3.5	3.25	3
05-06	3	3.5	4.1	3.4	5.5
06-07	5	4.5	4.5	3.85	5.5
07-08	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
08-09	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
09-10	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	5.0	4.5	4.5	4.3	6
20-21	4.5	4	4.5	4.3	6
21-22	3	3	4.8	3.75	3
22-23	2	2	4.6	3.75	2
23-24	1	1.5	3.3	3.7	1

Extrait de l'ouvrage d'A.E.P d'Abramov (édition 1982).

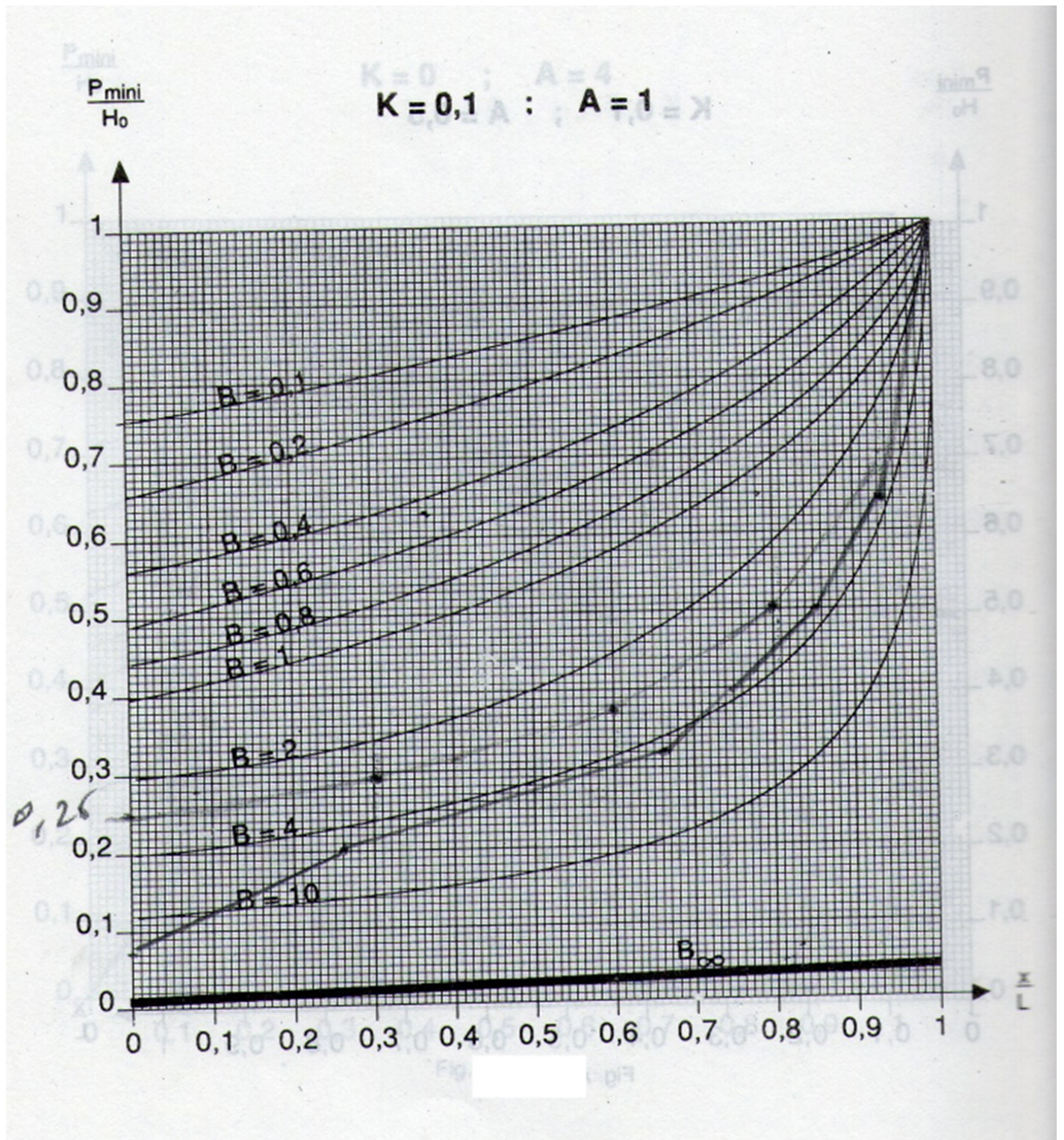
Annexe IV

Annexe N°IV

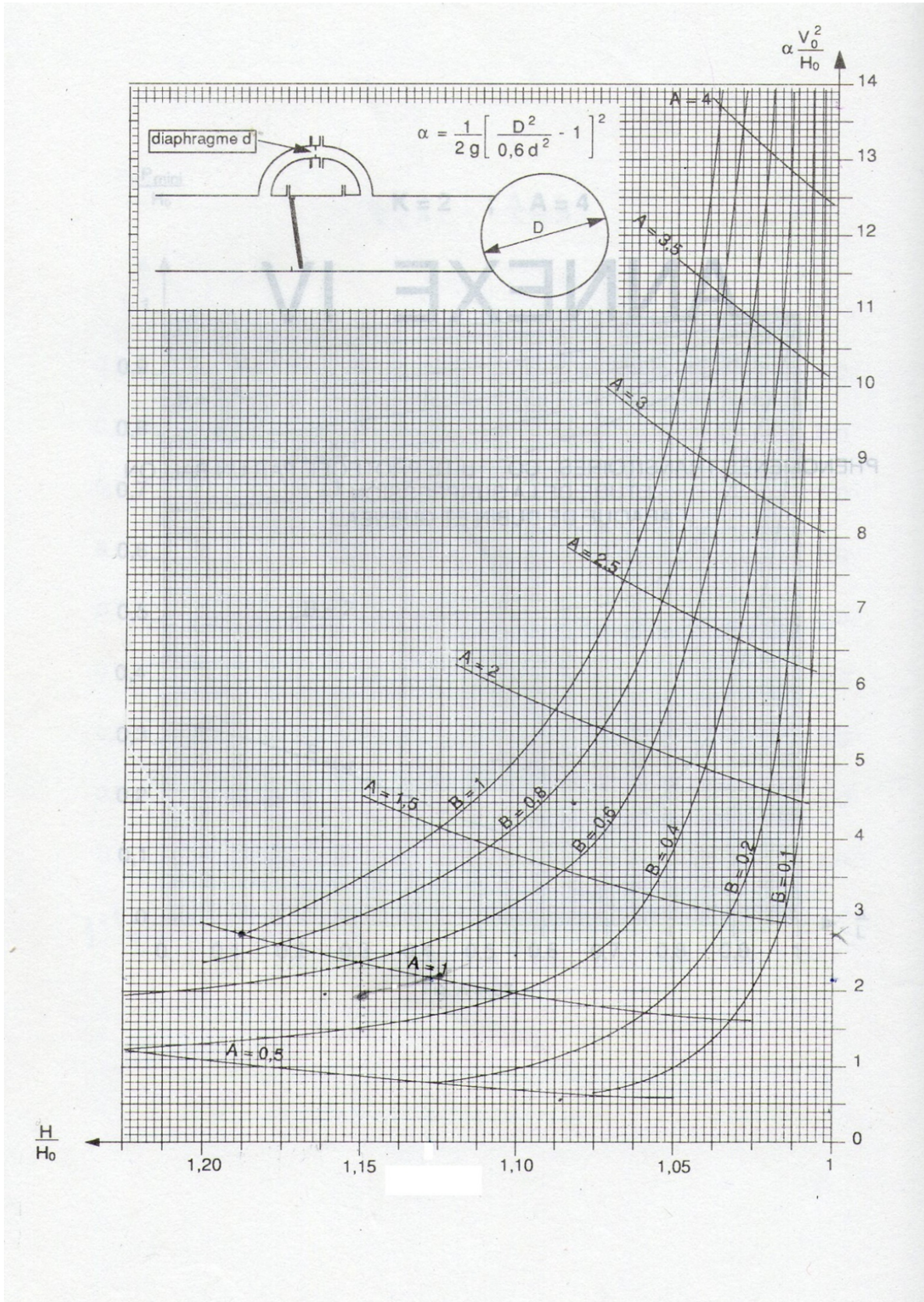
Annexe (IV.1) : Abaque de PUECH et MEUNIER



Annexe (IV.2) : Abaque de PUECH et MEUNIER



Annexe (IV.3) : Abaque de DUBIN et GUENEAU



BIBLIOGRAPHIE

- [1] *A . DUPONT* ; Hydraulique Urbaine, Tome I et II. Paris 1979.
- [2] *M . CARLIER* ; « Hydraulique générale appliquée». Paris 1972.
- [3] *A. LENCASTRE* « Hydraulique générale », édition *Eyrolles*, Paris 1983.
- [4] *M. SALAH. B* :« Polycopie d'Alimentation en Eau Potable», ENSH 1994.
- [5] *MICHEL A. MOREL* : Exercices de mécanique des fluides (Tome 02).
- [6] **Rapport: MISSION 1 – 1: DONNEES DE BASE « ANBT »**

WEBOGRAPHIE

- [7] *HYDROPAM* Solution complète pour centrales hydroélectriques « www.pamline.com »
- [8] *JANSEN* Techniques de pose « www.jansen.com »

Annexe

Annexe I

Annexe N°I

Annexe (I.1) : Caractéristiques principales des matériaux

PRINCIPALES CARACTERISTIQUES	BETON PRECONTRAIT à AME TOLE	Fonte	Acier	PEHD	PRFV
1 – Protection extérieure	aucune, sauf conditions particulières de terrain ou/et de nappe phréatique	protection à prévoir dans les terrains agressifs (argiles, marnes, etc..) présentant une conductivité < à 250 <i>Ohm.m.</i>	protection à prévoir dans les terrains agressifs (argiles, marnes, etc..) - sensible aux courants vagabonds	aucune	aucune
2- Caractéristiques mécaniques	elles sont adaptées au projet. Résistance minimale du béton à 28 jours : 35 <i>MPa</i>	Limite élastique 270 <i>MPa</i> ; résistance à la traction 480 <i>MPa</i> ; Allongement 8 à 10%	Limite élastique 235 <i>N/mm²</i> ; allongement 23%	Allongement à la rupture 350% -	
3- longueurs	de 5 à 7m suivant les diamètres	De 6 à 8 mètres suivant diamètre	Longueurs standards 12m	Couronne 50 m ou barre de 6ml à 12 ml	6 à 12m
4-PRINCIPALES CARACTERISTIQUES	BETON PRECONTRAIT à AME TOLE	Fonte	Acier	PEHD	PRFV
5- Mise en œuvre	Lourd donc peu aisé à poser	Rapide	Rapide	Rapide	Longue
6- Joints	Emboîtement ou soudé	Emboîtement ou verrouillé	Soudé	Mécanique ou thermo soudé	Emboîtement
7- Principales Normes Françaises et Européennes	EN 639 - EN 642	EN 545 (spécifications des conduites en fonte); ISO 2531; EN 681-1 (spécifications des matériaux)	NFA 49.150 Pour tubes et soudures - NFA 49.710 Revêtement extérieur - XPA 49.709 Revêtement intérieur - NFA 49.701 Revêtement intérieur - NFA 49.703 Revêtement pièces spéciales - NF A 49402 - EN 571.1 Contrôle soudures - EN 1289 Contrôle soudures	NF T 54-063 tubes en Polyéthylène pour réseaux de distribution d'eau potable; XP T54-951 systèmes de canalisations en plastique pour l'alimentation en eau potable. EN 12201 et ISO 4427	

Annexe (I.2) : Avantages et inconvénients

	BETON PRECONTRAIT à AME TOLE	Fonte	Acier	PEHD	PRFV
Avantages	* peu sensible au remblai	* Simplicité de montage	* Continuité mécaniques - Pas de butée d'ancrage	* Léger donc manutention aisée	* Léger donc manutention aisée
	* possibilité de fabrication locale	* Rapidité de raccordement	* Flexibilité de l'acier	* Etanche quand respect des conditions de pose	* Etanche quand respect des conditions de pose
	* adapté à tous les cas de figure	* Rusticité des tranchées	* Délai de livraison rapide	* Faible coût	* Faible coût
	* économique, coût compétitif	* Equipe de pose non spécialisée	* Très bonne résistance aux séismes	* Insensible aux eaux agressives, saumâtres ou marines	* Insensible aux eaux agressives, saumâtres ou marines
	* système mécano (grande gamme de pièces spéciales)	* Etanche		* Résistance à la corrosion	* Résistance à la corrosion
	* possibilité d'adaptation sur chantier	* Résistance mécanique			
	* Matériaux robuste vis-à-vis des contraintes de pose ou de stockage	* Moins sensible à la qualité de pose			
	* Résistance mécanique	* Faible recouvrement possible			
+ de 50 ans d'expérience	* Large plage de profondeurs d'utilisation				

Suite de Annexe (I. 2)

	BETON PRECONTRAIT à AME TOLE	Fonte	Acier	PEHD	PRFV
Inconvénients	* les interventions après pose sur le réseau sont à réaliser avec soin selon le respect de la procédure (aciers de précontrainte)	* Pas de possibilité de fabrication sur place	* Soudeurs expérimentés sur place	* Respect des profondeurs minimales de pose	* Très fortes contraintes de remblaiement
	* selon projet, peut nécessiter une protection cathodique	* Protection spéciales si eaux agressive ou milieu de pose agressif	* Protection cathodique	* Respect du lit de pose et enrobage	* Respect des profondeurs minimales de pose
	* pas de modification possible sur chantier		* Nombreux contrôles	* Fragile	* Respect du lit de pose et enrobage
	* Lourd donc pose peu aisée, impossible à la main			* Gamme de diamètre pas adapté au débit important	* Fragile
					* Gamme de diamètre pas adapté aux débits importants

Annexe II

Annexe III

Annexe N°III

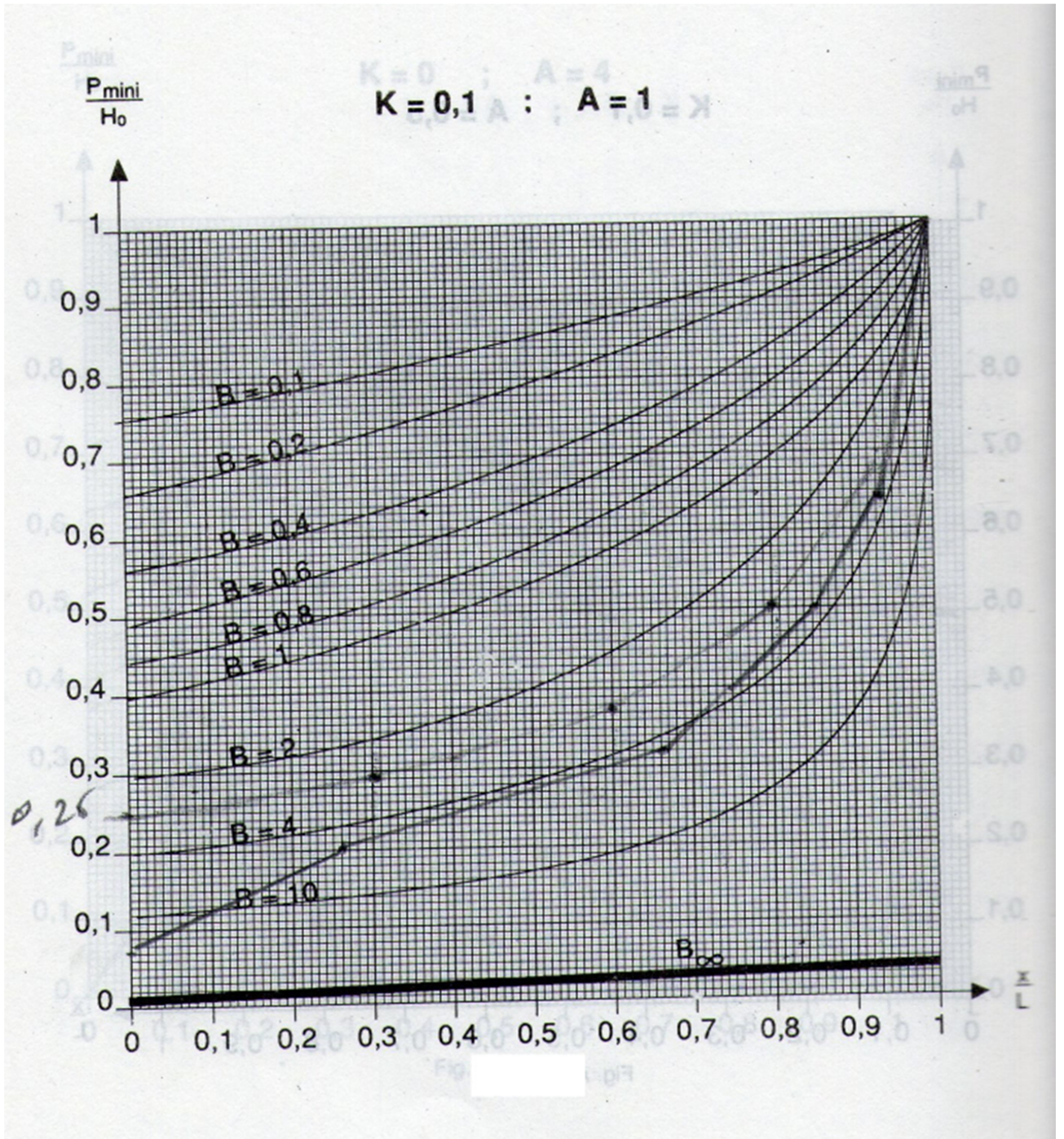
Annexe (III.1) Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants :

Heures (h)	Nombre d'habitants				Agglomération de type rurale
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	
0-1	1	1.5	3	3.35	0.75
01-02	1	1.5	3.2	3.25	0.75
02-03	1	1.5	2.5	3.3	1
03-04	1	1.5	2.6	3.2	1
04-05	2	2.5	3.5	3.25	3
05-06	3	3.5	4.1	3.4	5.5
06-07	5	4.5	4.5	3.85	5.5
07-08	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
08-09	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
09-10	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	5.0	4.5	4.5	4.3	6
20-21	4.5	4	4.5	4.3	6
21-22	3	3	4.8	3.75	3
22-23	2	2	4.6	3.75	2
23-24	1	1.5	3.3	3.7	1

Extrait de l'ouvrage d'A.E.P d'Abramov (édition 1982).

Annexe IV

Annexe (IV.2) : Abaque de PUECH et MEUNIER



Annexe (IV.3) : Abaque de DUBIN et GUENEAU

