

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE**

**ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
« ARBAOUI Abdellah »**

Département des Spécialités

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

**EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME
D'INGENIEUR D'ETAT EN HYDRAULIQUE**

**Spécialité : Conception des Systèmes d'Alimentation en Eau
Potable**

THEME

**Alimentation en eau potable du flan nord de la Wilaya de
Tizi Ouzou à partir du barrage de Taksebt (Adduction :
station de traitement - réservoir tampon)**

**Présenté par :
M^r AIT AHCENE Mohand Ouamar**

**Promotrice :
M^{me} F. DERNOUNI**

Devant le jury composé de :

Président : M^r T. KHETTAL

**Examineurs : M^r A. AYADI
M^r A. HACHEMI
M^{me} M. KAHLERASS
M^r M. RASSOUL**

juillet 2008

Remerciements

Au terme de ce travail. Il m'est agréable d'exprimer mes sincères remerciements et ma profonde gratitude à Mme. Dernouni F. de m'avoir encadré. Je lui exprime ma reconnaissance pour ses précieux conseils qui m'ont guidé dans l'élaboration de ce mémoire de fin d'étude.

Aussi je tiens à remercier Mr Salah Boualem pour la disponibilité qu'il a affichée durant toute l'année et pour tout ce qu'il a donné, sans compter, pour ses étudiants.

J'adresse également mes sincères remerciements à :

Mr. Khettal T. qui m'a fait l'honneur de présider mon jury.

Aux membres de jury :

- Mr. Hachemi A.*
- Mr. Ayadi A.*
- Mme Kehlarras M.*
- Mr Rassoul M.*

qui m'ont fait l'honneur d'apprécier et de juger ce travail.

Ait Ahcene M.

Dédicaces

*A tous ceux qui me sont chers.
A une Algérie prospère.*

Ait Ahcene M.

ملخص :

نصادف القنوات تحت الضغط في أنابيب النقل ذو السيلان بالجاذبية و بالدفع و في حالة التوزيع ابتداء من الخزان.
بعد تقديم المنطقة التي نحن بصدد الدراسة و تقدير حاجياتها من الماء , نختبر شروط إعداد الأنابيب المختلطة لنقل المياه من الناحية التقنية و الاقتصادية , فهذان الجانبين مرتبطان بينهما.
في أنابيب الدفع , المياه ترفع بواسطة محطات الضخ , لذا ندرس محطات الضخ و إعادة الضخ المشكلة لسلسلة انابيب نقل المياه .
بعد ذلك ندرس بالتفصيل وسيلة من وسائل حماية أنابيب الدفع خاصة , من ظاهرة انتقالية تدعى المطرقة المائية.
و أخيرا نتطرق إلى طريقة انجاز المشروع ومختلف الإمكانيات المسخرة لإنهائه.

Résumé

Les conduites en charge se rencontrent, tant en adduction gravitaire ou par refoulement qu'en distribution à partir d'un réservoir.

Nous examinerons, après la présentation de notre zone d'étude et l'estimation de ses besoins en eau, les conditions dans lesquelles devra être établie notre adduction mixte (gravitaire-refoulement) du point de vue technico-économique, ces deux aspects étant, en fait, liés entre eux.

Dans la conduite de refoulement, les eaux sont relevées par des stations de pompage, nous étudierons, alors, les conditions d'établissement des stations de reprise de la chaîne d'adduction.

Nous nous étalerons, par la suite, sur un moyen de protection des conduites de refoulement, en particulier, contre un phénomène transitoire dit : Coup de bélier.

En fin de notre travail, nous aborderons la méthodologie de mise en œuvre du projet et les différents moyens déployés pour son exécution.

Abstract

The load pipes meet together, so much in gravitary adduction or by repression that in distribution from the reservoir.

We will examine, after the presentation of our zone of study and the estimation of its needs in water, the conditions in which will have to be established our mixed adduction (gravitary-repression) from a technical and economic point of view, those two aspects being, in fact, bound together.

In the repression pipe, waters are raised by pumping plants, we will study, their conditions of establishment of retake plants of the adduction chain.

We will tackle thereafter, a protection means of the repression pipes, in particular, against a transitory phenomenon called: the water hammer.

Finally, we tackle the methodology to implement the project and different means deployed for its working out.

SOMMAIRE

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

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction.....	2
I.1. Situation géographique.....	2
I.2. Situation géologique.....	4
I.3. Situation topographique.....	5
I.4. Situation climatique.....	5
I.5. Situation démographique.....	5
I.6. Situation hydraulique.....	6
Conclusion.....	6

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Introduction.....	7
II.1. Evolution de la population.....	7
II.2. Evolution des besoins en eau potable.....	8
II.2.1. Généralités.....	8
II.2.2. Evaluation des besoins en eau potable.....	9
II.2.3. Variation de la consommation.....	10
a) Variation de la consommation journalière.....	10
b) Variation de la consommation horaire.....	11
Conclusion.....	19

Chapitre IV : Etude de l'adduction

Introduction.....	20
III.1. Types d'adduction.....	20
III.1.1. Adduction gravitaire.....	20
III.1.2. Adduction par refoulement.....	20
III.1.3. Adduction mixte.....	20
III.2. Adduction et types d'écoulement.....	20
III.2.1. Ecoulement à surface libre.....	20
III.2.2. Ecoulement en charge.....	20
III.3. Etude des variantes.....	20
III.3.1. Proposition de variantes.....	20
III.3.2. Analyse et choix de la variante.....	25
III.4. Choix du tracé.....	25
III.5. Choix du matériau de la conduite.....	25
III.5.1. Etude géophysique de la bande de l'adduction.....	26
a) Appareillage et équipement.....	26
b) Principe de mesure de la résistivité.....	26
c) Corrosivité des sols.....	27
d) Stations et mesures.....	27
III.6. Comportement d'une adduction.....	28
III.6.1. Cas de surpression.....	29
III.6.2. Cas de dépression.....	29

III.7. Calcul hydraulique.....	30
III.7.1. Méthode de calcul.....	30
a) Cas gravitaire.....	30
b) Cas de refoulement.....	30
III.7.2. Dimensionnement de l'adduction gravitaire.....	33
III.7.3. Dimensionnement de l'adduction par refoulement.....	34
A- Refoulement : SR N°1- Réservoir projeté de la SR N°2.....	34
B- Refoulement : SR N°2- Réservoir projeté de la SR N°3.....	36
C- Refoulement : SR N°3- Réservoir de tampon projeté.....	38
III.8. Profil en long du terrain naturel.....	40
Conclusion.....	41

Chapitre IV : Etude des réservoirs du système d'adduction

Introduction.....	46
IV.1. Fonctions des réservoirs.....	46
IV.2. Prescriptions sanitaires.....	46
IV.3. Classification des réservoirs.....	47
IV.4. Emplacement des réservoirs.....	47
IV.5. Calcul des capacités des réservoirs.....	48
IV.5.1. Réservoirs transit.....	48
a) Station de reprise N°1.....	48
b) Station de reprise N°2.....	50
c) Station de reprise N°3.....	51
IV.5.2. Réservoir de Tléta.....	54
IV.6. Equipement du réservoir.....	56
IV.7. Matérialisation de la consigne d'incendie.....	56
IV.7.1. Système à deux prises.....	56
IV.7.2. Système à siphon.....	57
IV.8. Traversée des conduites dans les parois de la cuve.....	59
Conclusion.....	59

Chapitre V : Etude du pompage

Introduction.....	60
V.1. Choix du type de pompe.....	60
V.2. Couplage des pompes.....	62
V.3. Choix du nombre de pompes.....	62
V.3.1. Refoulement : SR 1 - Réservoir SR 2.....	62
V.3.2. Refoulement : SR 2 - Réservoir SR 3.....	62
V.3.3. Refoulement : SR 3 - Réservoir de Tléta.....	63
V.4. Courbes caractéristiques des pompes.....	63
V.5. Points de fonctionnement des pompes.....	69
V.5.1. Refoulement : SR 1 - Réservoir SR 2.....	69
V.5.2. Refoulement : SR 2 - Réservoir SR 3.....	70
V.5.3. Refoulement : SR 3 - Réservoir de Tléta.....	70
V.6. Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données.....	74
A- Débit disponible > Débit appelé.....	74
B- Débit disponible < Débit appelé.....	75
V.6.1. Refoulement : SR 1 - Réservoir SR 2.....	75

V.6.2. Refoulement : SR 2 - Réservoir SR 3.....	76
V.6.3. Refoulement : SR 3- Réservoir de Tléta.....	77
V.7. Etude de la cavitation.....	84
V.7.1. Refoulement : SR 1 - Réservoir SR 2.....	84
V.7.2. Refoulement : SR 2 - Réservoir SR 3.....	84
V.7.3. Refoulement : SR 3 - Réservoir de Tléta.....	85
V.8. Choix du moteur électrique.....	87
V.8.1. Critères de choix du moteur électrique.....	87
V.8.2. Vitesse de rotation du moteur.....	87
V.8.3. Puissance fournie par le moteur.....	87
A- Refoulement : SR 1 - Réservoir SR 2.....	87
B- Refoulement : SR 2 - Réservoir SR 3.....	88
C- Refoulement : SR 3 - Réservoir de Tléta.....	88
V.8.5. Encombrement des moteurs.....	89
V.9. Dimensionnement des bâtiments des stations.....	91
V.9.1. Hauteur du bâtiment.....	91
V.9.2. Longueur du bâtiment.....	91
V.9.3. Largeur du bâtiment.....	92
V.9.4. Dimensions des portes.....	92
V.9.5. Dimensionnement des fenêtres.....	92
V.9.6. Dimensionnement des marches d'escalier.....	93
Conclusion.....	93

Chapitre VI : Pose de canalisation et accessoires

Introduction.....	94
VI.1. Pose de canalisation.....	94
VI.1.1. Principe de pose de canalisations.....	94
VI.1.2. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire.....	94
VI.1.3. Pose de canalisation dans un mauvais terrain.....	95
a) Cas d'un terrain peu consistant.....	95
b) Cas d'un terrain agressif.....	96
VI.1.4. Pose de canalisation en galerie.....	96
VI.1.5. Traversée d'une rivière.....	97
VI.1.6. Assemblage par emboîtement.....	97
VI.2. Accessoires.....	99
VI.2.1. Les robinets vannes.....	99
a) Robinet vanne à coin (à opercule).....	99
b) Vannes papillons.....	99
VI.2.2. Clapets anti retour.....	100
VI.2.3. Ventouses.....	101
VI.2.4. Vannes de décharge.....	102
VI.2.5. Moyens anti-bélier.....	102
a) Cheminée d'équilibre.....	102
b) Volant d'inertie.....	102
c) Soupape de décharge.....	102
d) Réservoirs d'air.....	102
VI.2.6. By pass.....	103
VI.2.7. Poteaux d'incendie.....	103
VI.2.8. Crépines.....	104

VI.2.9. Déversoirs du trop plein.....	104
VI.2.10. Joints de raccordement.....	104
VI.2.11. Organes de mesure.....	106
a) Mesure de débit.....	106
b) Mesure de pression.....	106
VI.3. Organes de raccordement.....	107
VI.3.1. coudes.....	107
VI.3.2. Cônes.....	108
VI.3.3. Tés.....	108
VI.3.4. Joints de démontage.....	108
Conclusion.....	108

Chapitre VII : Protection des conduites

Introduction.....	109
VII.1. Protection des conduites contre la corrosion.....	109
VII.1.1. Définition.....	109
VII.1.2. Corrosion externe.....	109
VII.1.3. Protection des conduites contre la corrosion.....	110
VII.1.4. Protection cathodique.....	110
VII.1.5. Corrosion interne des canalisations.....	110
VII.2. Protection des conduites contre le coup de bélier.....	111
VII.2.1. Définition.....	111
VII.2.2. Causes du coup de bélier.....	111
VII.2.3. Risques dus aux coups de bélier.....	111
VII.2.4. Description des phénomènes physiques.....	112
VII.2.5. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier.....	113
VII.2.6. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier.....	113
VII.3. Calcul des réservoirs d'air.....	114
VII.3.1. Méthode de calcul (Méthode de Bergeron).....	114
VII.3.2. Application.....	118
VII.3.3. Encombrement du réservoir d'air.....	121
VII.4. Installation du réservoir d'air.....	121
Conclusion.....	122

Chapitre VIII : Organisation de chantier

Introduction.....	123
VIII.1. Différents travaux à entreprendre.....	123
VIII.1.1. Travaux concernant les stations de pompage.....	123
VIII.1.2. Travaux concernant l'adduction.....	124
VIII.1.3. Travaux concernant les réservoirs.....	124
VIII.2. Calcul des volumes des travaux.....	125
VIII.2.1. Calcul des volumes des travaux de la station de pompage.....	125
VIII.2.2. Calcul des volumes des travaux de l'adduction.....	127
VIII.2.3. Calcul des volumes des travaux des réservoirs.....	129
A- Réservoir jumelé 2*2500 m ³ de la station de reprise N° 1.....	130
B- Réservoir jumelé 2*2000 m ³ de Tléta.....	133
C- Réservoirs simples 2000 m ³ de la station de reprise N° 2 et N°3.....	135
VIII.3. Calcul des coûts des travaux.....	138

VIII.4. Planification des travaux.....	141
VIII.4.1. Définitions des tâches et leurs durées.....	141
A- Station de pompage.....	141
B- Adduction.....	142
C- Réservoirs.....	142
VIII.4.2. Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM).....	143
A- Stations de pompage et réservoirs.....	143
B- Adduction.....	143
VIII.5. Les engins.....	145
VIII.5.1. Pelle hydraulique.....	145
VIII.5.2. Dozer.....	145
VIII.5.3. Chargeur.....	146
VIII.5.4. Compacteur (vibrateur de sol).....	147
Conclusion.....	147
Conclusion générale.....	148

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I - Présentation de la zone d'étude

Tableau I: Population par commune à l'année de recensement 1998.

Chapitre II - Estimation des besoins en eau

Tableau II.1: Evolution de la population à différents horizons.

Tableau II.2: Répartition par communes des besoins moyens journaliers à différents horizons

Tableau II.3: Consommations maximale et minimale journalière pour chaque commune.

Tableau II.4: Variation du coefficient β_{\max} en fonction du nombre d'habitant.

Tableau II.5: Variation du coefficient β_{\min} en fonction du nombre d'habitant.

Tableau II.6: Répartition horaire du débit maximum journalier.

Tableau II.7: Variation du débit horaire pour la commune de ZEKRI.

Tableau II.8: Variation du débit horaire pour la commune de AIT CHAFAA.

Tableau II.9: Variation du débit horaire pour la commune de AKERROU.

Tableau II.10: Variation du débit horaire pour la commune de BOUDJIMA.

Tableau II.11: Variation du débit horaire pour la commune de TIGZIRT.

Tableau II.12: Variation du débit horaire pour la commune de IFLISSEN.

Tableau II.13: Variation du débit horaire pour la commune de AZEFFOUN.

Chapitre III - Etude de l'adduction

Tableau III.1: Classification de la corrosivité en fonction de la résistivité.

Tableau III.2: Coordonnées et nature du sol des stations de mesure.

Tableau III.3: Résultats numériques et les appréciations par site de prospection.

Tableau III.4: Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau.

Tableau III.5: Variation journalière des tarifs de l'énergie.

Tableau III.6.a: détermination du diamètre de la conduite gravitaire.

Tableau III.6.b: Frais d'investissement de la conduite gravitaire.

Tableau III.7.a: Variation des HMT en fonction du diamètre.

Tableau III.7.b: Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre.

Tableau III.7.c: Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.

Tableau III.7.d: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

Tableau III.8.a: Variation des HMT en fonction du diamètre.

Tableau III.8.b: Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre.

Tableau III.8.c: Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.

Tableau III.8.d: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

Tableau III.9.a: Variation des HMT en fonction du diamètre.

Tableau III.9.b: Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre.

Tableau III.9.c: Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.

Tableau III.9.d: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

Tableau III.10: Récapitulatif des ventouses et des vidanges.

Chapitre IV - Etude des réservoirs du système d'adduction

Tableau IV.1: Evaluation du volume résiduel du réservoir de la station de reprise N°1.

Tableau IV.2: Evaluation du volume résiduel du réservoir de la station de reprise N°3.

Tableau IV.3: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Tléta.

Tableau IV.4: Récapitulatif des caractéristiques des réservoirs.

Chapitre V - Etude du pompage

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

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

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

Tableau V.2.a: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SR1-Réservoir SR2).

Tableau V.2.b: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SR2-Réservoir SR3).

Tableau V.2.c: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SR3-Réservoir Tléta).

Tableau V.3: Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température.

Tableau V.4: Coefficient de correction en fonction de la puissance.

Tableau V.5.a: Type et caractéristiques des moteurs de la SR N°1.

Tableau V.5.b: Type et caractéristiques des moteurs de la SR N°2.

Tableau V.5.c: Type et caractéristiques des moteurs de la SR N°3.

Tableau V.6.a: Dimensions du bout d'arbre principal.

Tableau V.6.b: Dimensions principales du moteur.

Tableau V.7: Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station.

Chapitre VI - Pose de canalisation et accessoires

Tableau VI.1: Nombre de tuyaux par kilogramme de pâte lubrifiante.

Tableau VI.2: Profondeur d'insertion des tuyaux et des raccords.

Chapitre VII - Protection des conduites

Tableau VII: Calcul du réservoir d'air.

Chapitre VIII - Organisation de chantier

Tableau VIII.1.a: Calcul du volume du béton armé pour une station de pompage.

Tableau VIII.1.b: Volumes de travaux d'une seule station de pompage.

Tableau VIII.2.a: Calcul du volume des déblais.

Tableau VIII.2.b: Calcul du volume du lit de sable.

Tableau VIII.2.c: Calcul du volume de la conduite.

Tableau VIII.2.d : Volumes des travaux de transfert.

Tableau VIII.3.a: Calcul du volume du béton armé du réservoir.

Tableau VIII.3.b: Calcul du volume du béton armé de la chambre de manœuvre.

Tableau VIII.3.c: Volumes de travaux des réservoirs jumelés $2*2500\text{ m}^3$.

Tableau VIII.4.a: Calcul du volume du béton armé du réservoir.

Tableau VIII.4.b: Volumes de travaux des réservoirs jumelés $2*2000\text{ m}^3$ de Tléta.

Tableau VIII.5.a: Calcul du volume du béton armé du réservoir.

Tableau VIII.5.b: Calcul du volume de béton armé de la chambre de manœuvre.

Tableau VIII.5.c: Volumes de travaux du réservoir de la station de reprise N°2.

Tableau VIII.6.a: Coût des travaux d'une seule station de pompage.

Tableau VIII.6.b: Coût des travaux de l'adduction.

Tableau VIII.6.c: Coût des travaux des réservoirs jumelés de la station de reprise N°1.

Tableau VIII.6.d: Coût des travaux du réservoir de la station de reprise N°2.

Tableau VIII.6.e: Coût des travaux des réservoirs jumelés de Tléta.

Tableau VIII.7.a: Coût de l'ensemble des travaux.

Tableau VIII.7.b: Bilan des coûts.

Tableau VIII.8.a: temps de réalisation des opérations de la station de pompage.

Tableau VIII.8.b: temps de réalisation des opérations de l'adduction.

Tableau VIII.8.c: temps de réalisation des opérations du réservoir.

Tableau VIII.9.a: tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de la station.

Tableau VIII.9.b: tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l'adduction.

LISTE DES FIGURES

Chapitre I - Présentation de la zone d'étude

Figure I.1: Plan de situation des communes concernées par le projet

Figure I.2: Carte géologique de la région d'étude

Figure I.3: Coupe géologique de la région d'étude

Chapitre II - Estimation des besoins en eau

Figure II.1: Répartition des habitants par commune

Figure II.2: Répartition des besoins en eau par commune

Chapitre IV - Etude de l'adduction

Figure III.1.a: Schéma vertical de la variante N° 1 (Deux stations de reprise).

Figure III.1.b: Schéma vertical de la variante N° 2 (Trois stations de reprise).

Figure III.1.c: Schéma vertical de la variante N° 3 (Quatre stations de reprise).

Figure III.2: Dispositif de la prospection électrique.

Figure III.2.a: Problème de charge exagérée (éclatement de la conduite).

Figure III.2.b: Problème d'écrêtement (implosion de la conduite).

Figure III.3.a: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

Figure III.3.b: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

Figure III.3.c: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

Chapitre IV - Etude des réservoirs du système d'adduction

Figure IV.1: Régime de travail de la station de reprise N°1.

Figure IV.2: Régime de travail de la station de reprise N°3.

Figure IV.3: Régime de travail du réservoir de Tléta.

Figure IV.4: Equipements des réservoirs.

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

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

Chapitre V - Etude du pompage

Figure V.1.a: Réseau des types de pompe KSB Multitec.

Figure V.1.b: Aperçu des avantages des pompes KSB type Multitec (catalogue KSB).

Figure V.2.a: Courbe d'étage de la pompe de type Multitec 125 10.2.

Figure V.2.b: Courbe individuelle de la pompe de type Multitec 125 10.2.

Figure V.2.c: Courbe d'étage de la pompe de type Multitec 125 9.2.

Figure V.2.d: Courbe individuelle de la pompe de type Multitec 125 9.2.

Figure V.2.e: Courbes caractéristiques de la pompe de type Multitec 125 10.2.

Figure V.2.f : Courbes caractéristiques de la pompe de type Multitec 125 9.2.

Figure V.3.a: Point de fonctionnement des pompes de la SR N°1.

Figure V.3.b: Point de fonctionnement des pompes de la SR N°2.

Figure V.3.c: Point de fonctionnement des pompes de la SR N°3.

Figure V.4.a: Modes de réglage de la SR N°1.

Figure V.4.b: Modes de réglage de la SR N°2.

Figure V.4.c: Modes de réglage de la SR N°3.

Figure V.5.a: Caractéristiques des pompes de la station N°1 et N°2 en fonction du mode de Réglage.

Figure V.5.b: Caractéristiques des pompes de la station N°3 en fonction du mode de réglage.

Figure V.6: Encombrement des pompes de type Multitec A.

Figure V.7.a: Liste des moteurs asynchrones triphasés à 2 pôles.

Figure V.7.b: Planche d'encombrement des moteurs asynchrones triphasés à 2 pôles.

Chapitre VI - Pose de canalisation et accessoires

Figure VI.1.a: Pose de conduite dans un terrain ordinaire.

Figure VI.1.b: Pose de conduites dans un terrain peu consistant.

Figure VI.1.c: Pose de conduites dans un terrain agressif.

Figure VI.1.d: Pose de canalisation en galerie.

Figure VI.1.e: Traversée d'une rivière.

Figure VI.2.a: Robinets vanne à opercule (D'après document Pont-à-Mousson).

Figure VI.2.b: Robinets vanne papillon (D'après document Pont-à-Mousson).

Figure VI.3.a: Clapet à double battant (D'après document Danfoss Socla).

Figure VI.3.b: Clapet à simple battant (D'après document Danfoss Socla).

Figure VI.3.c: Clapet à simple battant (à brides) (D'après document Danfoss Socla).

Figure VI.4: Ventouse (D'après document Pont-à-Mousson).

Figure VI.5: Réservoir anti bélier à vessie butyle (d'après document CHARLATTE).

Figure VI.6.a: Joints pour canalisations en fonte.

Figure VI.6.b: Déviation angulaire.

Figure VI.7: Débitmètres déprimogènes.

Figure VI.8: Manomètre (d'après document bamo).

Chapitre VII - Protection des conduites

Figure VII.1: Corrosion par formation de pile.

Figure VII.2.a: l'eau du réservoir se dirige vers la conduite.

Figure VII.2.b: l'eau de la conduite revient dans le réservoir.

Figure VII.3: Coefficient de perte de charge c dans la tuyère.

Figure VII.4: Epure de BERGERON.

Figure VII.5: Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE.

Figure VII.6: Schéma d'installation du réservoir d'air.

Chapitre VIII - Organisation de chantier

Figure VIII.1: Coupes en travers de la tranchée de la conduite.

Figure VIII.2: Réseaux à nœuds (méthode CPM) des stations et des réservoirs.

Figure VIII.3: Pelle hydraulique.

Figure VIII.4: Bulldozer.

Figure VIII.5: Chargeur.

LISTE DES PLANCHES

- Planche N° 1** : Schéma directeur de l'adduction : S.P.E.T de Taksebt -- Réservoir de Tléta.
Planche N° 2 : Schéma vertical de l'adduction : S.P.E.T de Taksebt – Réservoir de Tléta.
Planche N° 3 : Profil en long (S.P.E.T Taksebt -- SR N° 1).
Planche N° 4 : Profil en long (SR N° 1 -- SR N° 2).
Planche N° 5 : Profil en long (SR N° 2 -- SR N° 3).
Planche N° 6 : Profil en long (SR N° 3 -- Réservoir de Tléta).
Planche N° 7 : Plan d'architecture de la station de reprise N°2.
Planche N° 8 : Plan des réservoirs jumelés de la station de reprise N°1

INTRODUCTION

En tant qu'élément de base indispensable à la vie, l'eau demeure dans son devenir et ses effets, un sujet de questionnement de première importance. Cette ressource vitale devient de plus en plus rare dans le monde entier. En effet, son inégale répartition, la croissance démographique, aux quelles s'ajoutent l'effet de pollution des ressources en eau et les graves sécheresses ont rendu le problème d'eau très crucial ces dernières décennies. Plusieurs pays se sont lancés dès lors à la recherche de nouvelles sources innovatrices. Pour palier à cette menace.

L'Algérie, en tant que pays déficitaires, s'est engagée dans un vaste programme de valorisation des eaux non conventionnelles depuis quelques années. En effet le pays a fait des investissements énormes dans le cadre du dessalement de l'eau de mer. Il poursuit ses efforts dans la mobilisation et le traitement des eaux pluviales afin de promouvoir leur utilisation à des fins domestiques et agricoles.

Le barrage de Taksebt a permis, à la Wilaya de TIZI OUZOU, de consolider son système d'approvisionnement en eau potable. En effet, suite au transfert (Barrage de Taksebt - Est de la wilaya de TIZI OUZOU) tant attendu par les citoyens, l'ANBT (Agence Nationale des Barrages et transfert) a lancée un autre transfert à savoir l'alimentation en eau potable du flan nord de la wilaya à partir du barrage de Taksebt.

Le projet a pour but, d'améliorer les conditions de vie des habitants de sept localités du nord de la wilaya et c'est dans ce contexte que s'inscrit notre travail, soit le renforcement de l'AEP de ces sept communes.

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 de Taksebt – Réservoir de Tléta) et se compose de huit chapitres, tous d'une importance majeure, qu'on essayera de développer au maximum.

Chapitre I

Présentation de la zone d'étude

Introduction

Connaître la situation de la zone d'étude du point de vue géographique, topographique, géologique, climatique, démographique et hydraulique nous permet de mener à bien notre travail.

I.1. Situation géographique

Le chef lieu de la Wilaya de TIZI OUZOU est situé sur la RN 12 à environ 100Km Est de la capitale Alger.

La zone d'étude prend son départ à la station de traitement du barrage de Taksebt (centre de la Wilaya) et son arrivée aux différentes localités concernées par le projet (Nord de la Wilaya) passant par Irdjen, Tizi Rached et Ouaguenoun.

La région bénéficiaire de ce projet est limitée:

- Au Nord par : la mer méditerranée ;
- Au Sud par les localités de : Ait Aissa Mimoun, Ouaguenoun, Timizart, Aghrib, Azazga et Yakouren ;
- A l'Est par la wilaya de Bejaia
- A l'Ouest par : Mizrana et Makouda

Administrativement, les sept communes tributaires de ce projet sont telle que :

- ✓ **BOUDJIMA** : limitée par:
 - la commune de Tizirt au nord ;
 - les communes de Ouaguenoun et Ait Aissa Mimoun au Sud;
 - la commune de Timizart à l'Est ;
 - les communes de Mizrana et Makouda à l'Ouest.
- ✓ **TIGZIRT** : limitée par :
 - la mer méditerranée au Nord ;
 - les communes de Boudjima et Timizart au Sud ;
 - la commune d'Iflissen à l'Est ;
 - la commune de Mizrana à l'Ouest.
- ✓ **IFLISSEN** : limitée par :
 - la mer méditerranée au Nord ;
 - la commune de Timizart au Sud ;
 - les communes d'Aghrib et d'Azeffoun à l'Est ;
 - la commune de Tizirt à l'ouest.
- ✓ **AZEFFOUN** : limitée par :
 - la mer méditerranée au Nord ;
 - les communes d'Aghrib et d'Akerrou au Sud ;
 - la commune d'Ait Chafaa à l'Est ;
 - la commune d'Iflissen à l'Ouest.
- ✓ **AKERROU** : limitée par :
 - la commune d'Azeffoun au Nord ;
 - les communes de Yakouren et d'Azazga au Sud ;
 - la commune de Ait Chafaa à l'Est ;
 - la commune d'Aghrib à l'Ouest.
- ✓ **AIT CHAFAA** : limitée par :
 - la mer Méditerranée au Nord ;
 - les communes de Yakouren et de Zekri au Sud ;
 - la commune de Zekri et la wilaya de BEJAIA à l'Est ;
 - les communes d'Akerrou et d'Azeffoun à l'Ouest.

- ✓ **ZEKRI** : limitée par :
 - La wilaya de BEJAIA et la commune de Ait Chafaa au Nord ;
 - La wilaya de BEJAIA au Sud et à l'Est,
 - les communes de Yakouren et d'Ait Chafaa à l'Ouest.

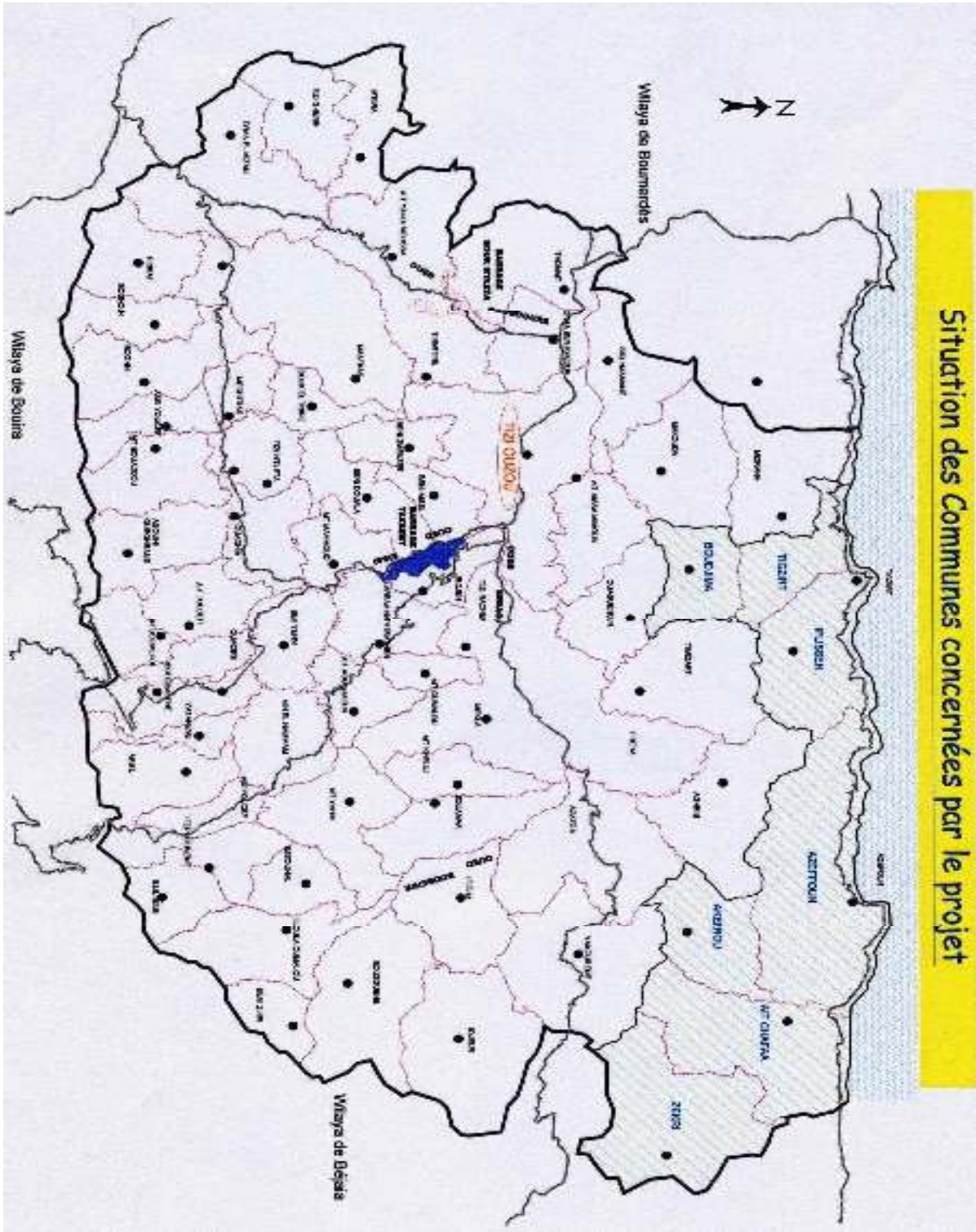


Figure I.1: Plan de situation des communes concernées par le projet

I.2. Situation géologique

Le site est constitué de l'aval à l'amont par le massif de Aissa Mimoun de nature essentiellement argileuse et marneuse où pointent les niveaux de grès numidiens. La partie basse est constituée par les terrasses alluviales du Sébaou. (Voir la figure I.2).

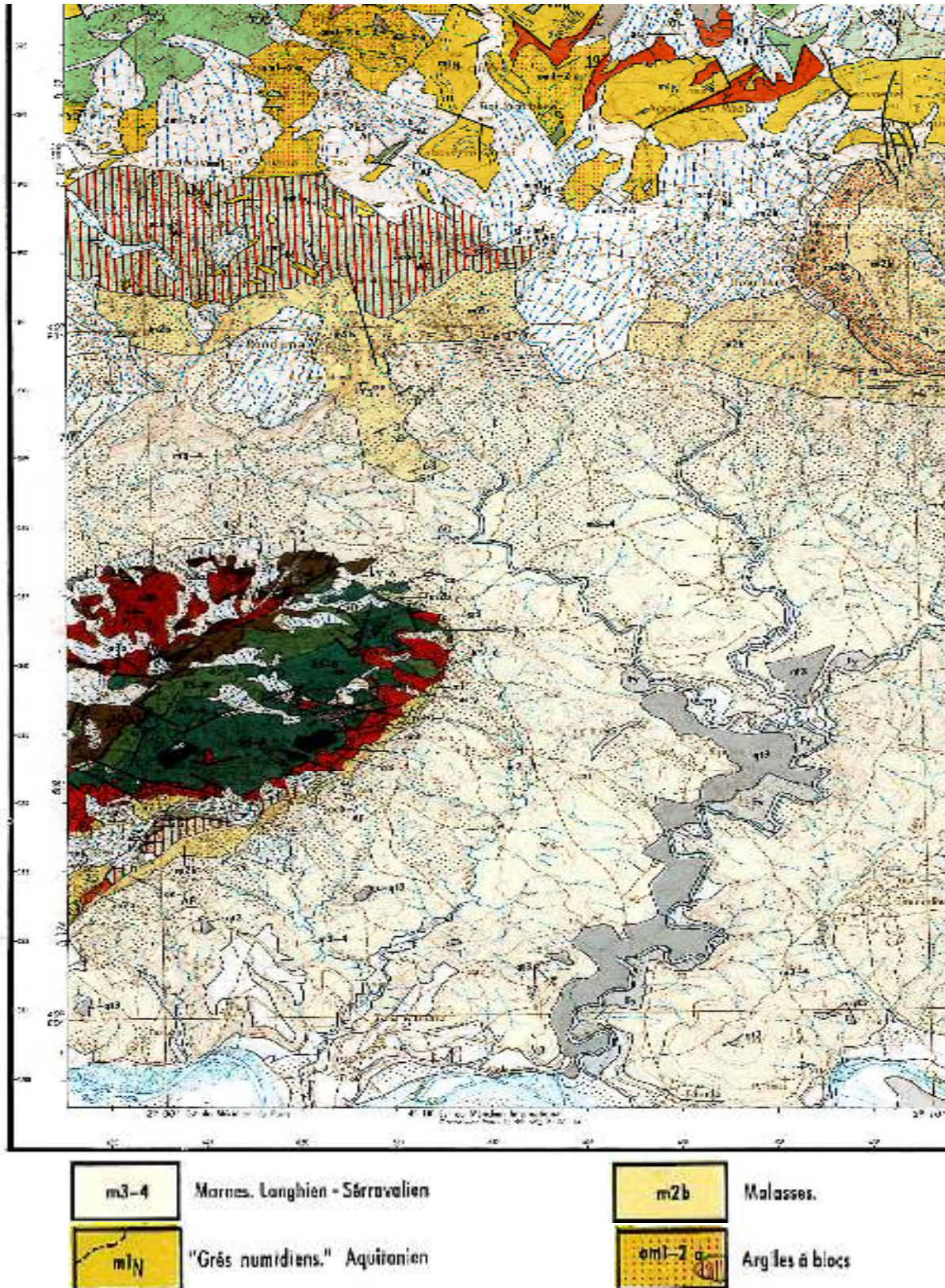


Figure I.2: Carte géologique de la région d'étude



Figure I.3: Coupe géologique de la région d'étude

➤ **La sismicité :** l'analyse des informations sismologiques disponibles, depuis les plus anciens temps jusqu'à présent (données historiques et instrumentales) montre que la sismicité de la zone d'étude est déterminée par des séismes crustaux ($5\text{km} \leq h \leq 60\text{km}$).

On a remarqué que dans les environs immédiats de la zone, le séisme le plus important est de magnitude 6,8 et a été enregistré le 21 mai 2003 dans la wilaya de Boumerdes.

On déduit que la région de l'étude est considérée comme zone à moyenne sismicité.

I.3. Situation topographique

La situation topographique de la zone d'étude est déterminée à base d'une carte d'état major au 1/50000.

En coordonnées polaires, la zone d'étude est située entre les parallèles $4^{\circ} 38' 30''$ Est et $4^{\circ} 02' 30''$ Ouest et entre les méridiens $36^{\circ} 54' 30''$ Nord et $36^{\circ} 41' 00''$ Sud.

L'altitude varie entre 85m NGA au niveau de oued Sébaou et 865m NGA au niveau de Tléta (Boudjima) ce qui donne en général, un relief très accidenté avec des pentes considérables.

I.4. Situation climatique

La zone d'étude jouit d'un climat méditerranéen humide à hiver frais et à été sec et chaud.

a) Pluviométrie : Vu sa situation entre les monts de Djurdjura et le littoral, la zone connaît une pluviométrie importante. La précipitation moyenne annuelle varie de 700 à 800 mm/an.

b) Température : les températures varient selon l'altitude. La moyenne tourne autour de 17°C .

c) Vent : Les vents sont mesurés sur les deux stations de Tizi Ouzou et de Larbaa Nath Irathen, ils viennent surtout de l'Ouest (30%), du Nord ouest (25%) entre 13h et 18h et de l'Est (27%) dans la matinée.

Le sirocco a lieu généralement entre le mois de Juin et le mois d'Août.

I.5. Situation démographique

La population par commune de la zone bénéficiaire du projet, a été tirée de l'annuaire statistique de la wilaya de Tizi Ouzou, conformément à l'année de recensement de 1998. Elle est telle que :

Tableau I: Population par commune à l'année de recensement 1998

Communes	Nombre de villages	Population en 1998 (hab)
BOUDJIMA	16	15771
TIGZIRT	27	10478
IFLISSEN	41	14736
AZEFFOUN	52	16195
AKERROU	14	5122
AIT CHAFAA	27	3879
ZEKRI	26	3666
Total	203	69 847

D'après la direction de l'hydraulique de la wilaya de Tizi Ouzou, le coefficient d'accroissement est évalué à **2,2%**.

I.6. Situation hydraulique

L'hydrographie de la 15^{ème} Wilaya du pays est caractérisée principalement par Oued Sébaou qui s'étale sur une longueur d'environ 100 Km traversant le Nord Est de la wilaya de Boumerdès et qui arrivant à Dellys se jette dans la mer Méditerranée.

Actuellement, les localités de Boudjima, Tizirt, Azeffoun, Iflissen et Akerrou sont alimentées à partir des forages dont certains sont situés sur les rives de oued Sébaou et d'autre au piémont du massif de Tamgout et les localités de Zekri et Ait Chafaâ a partir des forages de Oued Sidi Ahmed Ben Youcef.

Selon le service gestionnaire ADE (Algérienne Des Eaux), la dotation actuelle ne dépasse pas les 50 l/j/hab.

Conclusion

Ce chapitre nous a permis de cerner les difficultés que vivent les localités concernées, du point de vue alimentation en eau potable et d'autres difficultés d'ordre technique pouvant survenir au cours ou après réalisation du projet dans le cas où les précautions nécessaires ne sont pas prises.

Suite à ce déficit en eau potable, l'ANBT (Agence Nationale des Barrages et Transfert) a lancée un projet pour améliorer les conditions de vie des habitants de ces localités. Notre travail s'inscrit dans ce contexte, soit le renforcement de l'AEP de ces sept communes.

Chapitre II

Estimation des besoins en eau

Introduction

Le présent chapitre a pour objectif la mise en évidence de l'évolution de la population de la zone d'étude ainsi que l'évolution de ses besoins en eau potable et cela à différents horizons.

II.1. Evolution de la population

Les localités bénéficiaires sont au nombre de sept. Le nombre d'habitant varie d'une localité à l'autre selon l'importance de chacune d'elles. Le nombre d'habitants à l'année de recensement est estimé à 69847 habitants.

D'après la DHW de la wilaya de Tizi Ouzou, le taux d'accroissement est de **2,2%**.

La population par villages et hameaux à différents horizons est calculée par rapport à celle de l'année 1998 par la relation :

$$P_x = P_0 * (1 + \alpha)^n$$

P_x : population à l'horizon de calcul ;

P_0 : population à l'année de recensement 1998 ;

α : taux d'accroissement démographique, $\alpha = 2,2\%$;

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

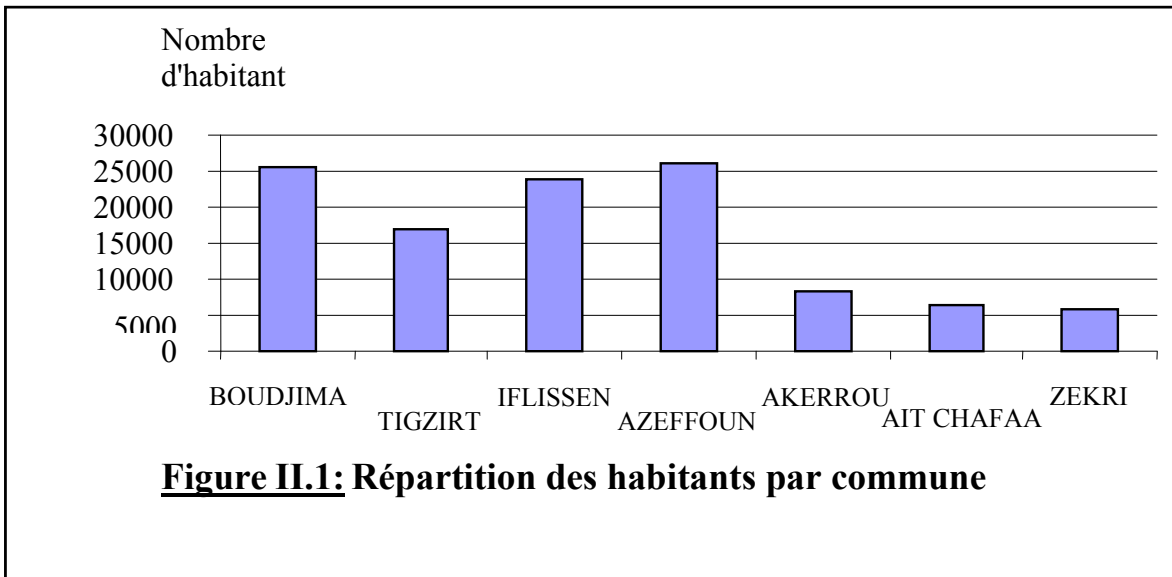
Le résultat de calcul de l'évolution de la population à différents horizons est donné dans le tableau II.1.

Tableau II.1: Evolution de la population à différents horizons

Communes	Nombre de villages	Population en 1998	Population en 2010	Population en 2020
BOUDJIMA	16	15771	20477	25455
TIGZIRT	27	10478	13605	16912
IFLISSEN	41	14736	19133	23785
AZEFFOUN	52	16195	21028	26140
AKERROU	14	5122	6650	8267
AIT CHAFAA	27	3879	5037	6261
ZEKRI	26	3666	4760	5917
TOTAL	203	69847	90690	112737

A l'horizon 2020, le nombre d'habitants des communes concernées par le projet sera de **112737 habitants**.

La répartition des habitants par commune est donnée dans la figure II.1.



II.2. Evolution des besoins en eau potable

II.2.1. Généralités [4]

La quantité d'eau potable à garantir est fonction des différents besoins suivants :

➤ **Besoins domestique:**

On entend par besoins domestiques, l'utilisation de l'eau pour : la boisson, la préparation des repas, la propreté, le lavage de la vaisselle et du linge, les douches, l'arrosage des jardins familiaux ...etc.

Les besoins en eau domestique dépendent essentiellement du développement des installations sanitaires et des habitudes de la population.

➤ **Besoins publics:**

On entend par les besoins publics, l'utilisation de l'eau pour : le nettoyage des marchés et des caniveaux, le lavage des automobiles et l'eau que demandent les casernes, les administrations, les cantines...etc.

➤ **Besoins industriels et agricoles :**

Les entreprises industrielles et agricoles ont besoin d'une quantité d'eau importante pour leur fonctionnement. La qualité d'eau exigée est différente d'une industrie à une autre en fonction du type du produit fabriqué ou transformé.

➤ **Besoins scolaires :**

On entend par besoins scolaires, les quantités d'eau demandées par les écoles primaires, moyennes et secondaires, privées ou publics, les centres de formation...etc.

➤ **Besoins sanitaires :**

On entend par besoins sanitaires, les quantités d'eau nécessaires pour le lavage des cours, des baignoires, des douches, des WC (Water-closet) et des éviers...etc.

➤ **Besoins d'incendie :**

On entend par besoins d'incendie, les quantités d'eau nécessaires pour la lutte contre l'incendie.

➤ **Besoins des ZET (Zone d'Extension Touristique)**

On entend par les besoins des ZET, les quantités d'eau demandées par les zones d'extension touristique.

II.2.2. Evaluation des besoins en eau potable

Vu le caractère rural de la zone à alimenter, la direction de l'hydraulique de la wilaya de Tizi Ouzou a adoptée une dotation de **150 l/j/hab.**

L'estimation des besoins en eau potable donnée englobe les besoins domestiques ainsi que tous les autres types de consommations.

➤ Consommation moyenne journalière

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

$$Q_{moy,j} = \frac{1}{1000} * dot * N \quad (m^3/jr)$$

Les résultats de l'évaluation des besoins moyens journaliers à différents horizons sont donnés pour chaque commune dans le tableau II.2.

Tableau II.2: Répartition par communes des besoins moyens journaliers à différents horizons

Communes	Dotation (l/j/hab)	Besoins moyens journaliers (m ³ /j)		
		1998	2010	2020
BOUDJIMA	150	2366	3072	3818
TIGZIRT	150	1572	2041	2537
IFLISSEN	150	2210	2870	3568
AZEFFOUN	150	2429	3154	3921
AKERROU	150	768	998	1240
AIT CHAFAA	150	582	755	939
ZEKRI	150	550	714	888
TOTAUX	-	10477	13603	16911

A l'horizon 2020, les besoins moyens journaliers de l'ensemble des communes concernées sont estimés à **16 911 m³/j.**

La répartition des besoins moyens journaliers par commune, est donnée en pourcentage du besoin total, dans la figure II.2.

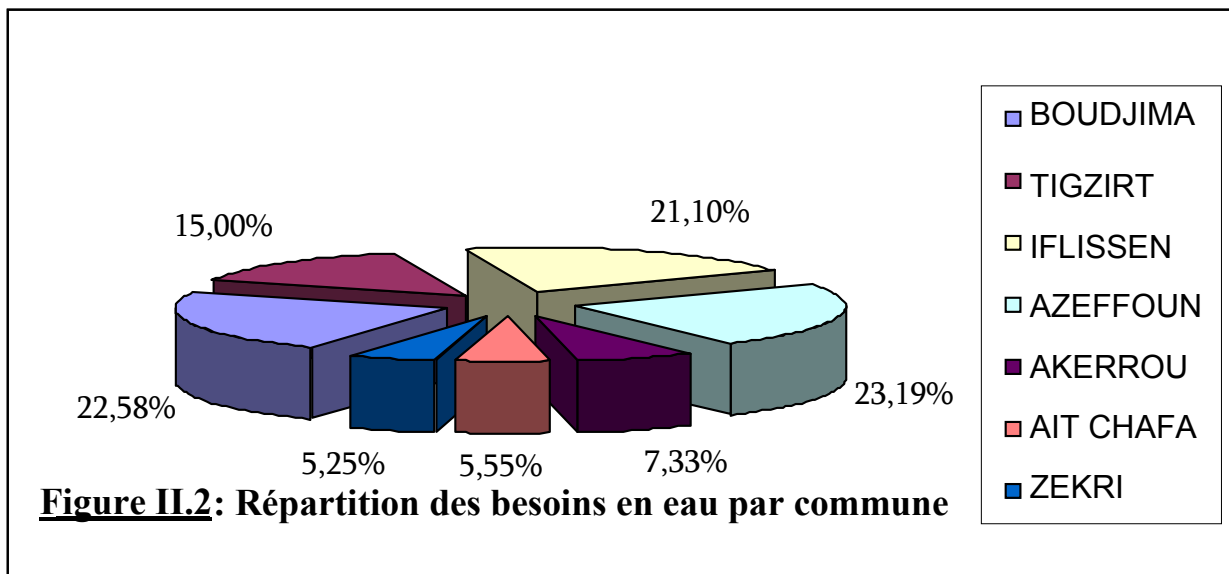


Figure II.2: Répartition des besoins en eau par commune

II.2.3. Variation de la consommation [4]

a) Variation de la consommation journalière

Au cours de l'année, la consommation d'eau connaît des fluctuations autour de la consommation moyenne journalière, il existe une journée où la consommation d'eau est maximale; de même il existe une journée où elle est minimale.

➤ Consommation maximale journalière

Par rapport à la consommation moyenne journalière déterminée, nous pouvons mettre en évidence un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation maximale dépassera la moyenne de consommation. Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum et noté $K_{max,j}$. Ainsi nous pouvons écrire:

$$Q_{max,j} = K_{max,j} * Q_{moy,j}$$

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

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

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

$Q_{moy,j}$: Consommation moyenne journalière (m^3/j).

➤ Consommation minimale journalière

Par rapport à la consommation moyenne journalière déterminée, nous pouvons aussi mettre en évidence un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation minimale est inférieure à la moyenne de consommation. Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière minimum et noté $K_{min,j}$. Ainsi nous pouvons écrire:

$$Q_{min,j} = K_{min,j} * Q_{moy,j}$$

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

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

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

$Q_{moy,j}$: Consommation moyenne journalière (m^3/j).

Tableau II.3: Consommations maximale et minimale journalière pour chaque commune

Communes	$Q_{moy,j}$ (m^3/j)	$K_{min,j}$	$Q_{min,j}$ (m^3/j)	$K_{max,j}$	$Q_{max,j}$ (m^3/j)
BOUDJIMA	3818	0,9	3436,2	1,3	4963,4
TIGZIRT	2537	0,9	2283,3	1,3	3298,1
IFLISSEN	3568	0,9	3211,2	1,3	4638,4
AZEFFOUN	3921	0,9	3528,9	1,3	5097,3
AKERROU	1240	0,9	1116,0	1,3	1612,0
AIT CHAFAA	939	0,9	845,1	1,3	1220,7
ZEKRI	888	0,9	799,2	1,3	1154,4
TOTAUX	16911	0,9	15219,9	1,3	21984,3

L'intégration des coefficients d'irrégularité journalière maximum et minimum dans l'estimation des besoins en eau, garantit la satisfaction intégrale des besoins en eau à chaque

moment de l'année et permet le dimensionnement du réseau d'adduction et de distribution d'eau potable en fonction du débit maximum journalier calculé. $Q_{max,j} = 21\,984,3 \text{ m}^3/\text{j}$.

b) Variation de la consommation horaire

Au cours de la journée, le volume d'eau affluant du réservoir vers les consommateurs est variable d'une heure à une autre. Néanmoins, la somme de ces volumes d'eau horaires nous informe de la consommation maximale journalière.

Les débits horaires sont donnés en pourcentage du débit maximum journalier.

Les consommations maximale et minimale horaire sont respectivement caractérisés par les coefficients maximum et minimum horaire ($K_{max,h}$, $K_{min,h}$) qui tiennent compte explicitement de l'aménagement des bâtiments, du niveau de développement d'équipement sanitaire, du régime du travail et d'autres conditions locales.

➤ **Consommation maximale horaire**

Le débit maximum horaire qui correspond au coefficient maximum horaire peut être déterminé graphiquement ou analytiquement.

Ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients qui dépendent des caractéristiques de l'agglomération à savoir :

- Un coefficient α_{max} tenant compte du régime de travail des entreprises et industries, du degré de confort des habitants et de leurs habitudes. Il varie de 1,2 à 1,4.
- Un coefficient β_{max} étroitement lié à l'accroissement de la population.

On peut donc écrire :

$$K_{max,h} = \alpha_{max} * \beta_{max}$$

Tableau II.4: Variation du coefficient β_{max} en fonction du nombre d'habitant

Population	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000
β_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03

Pour notre cas on prend : $\alpha_{max} = 1,3$ et $\beta_{max} = 1,1$

Alors : $K_{max,h} = 1,3 * 1,1 \Rightarrow K_{max,h} = 1,43$

➤ **Consommation minimale horaire**

Le débit minimum horaire qui correspond au coefficient minimum horaire peut être également déterminé graphiquement ou analytiquement.

Ce coefficient peut être décomposé à son tour, en deux autres coefficients qui dépendent des caractéristiques de l'agglomération à savoir :

- Un coefficient α_{min} tenant compte du régime de travail des entreprises et industries, du degré de confort des habitants et de leurs habitudes. Il varie de 0,4 à 0,6.
- Un coefficient β_{min} étroitement lié à l'accroissement de la population.

On peut donc écrire :

$$K_{min,h} = \alpha_{min} * \beta_{min}$$

Tableau II.5: Variation du coefficient β_{min} en fonction du nombre d'habitant

Population	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000
β_{min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7	0,83

Pour notre cas on prend : $\alpha_{min} = 0,3$ et $\beta_{min} = 0,7$

Alors : $K_{min,h} = 0,3 * 0,7 \Rightarrow K_{min,h} = 0,21$

Dans la présente étude, pour la détermination du débit de pointe, on a opté pour la méthode donnant la variation horaire de la consommation totale dans divers centre d'agglomération se basant sur le tableau II.6.

Tableau II.6: Répartition horaire du débit maximum journalier

Heures	Nombre d'habitants				
	< 10000	10000 à 50000	50000 à 100000	> 100000	Aggl.de type rural
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	3.75	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01
Total	100%	100%	100%	100%	100%

Dans chaque agglomération, la variation du débit horaire est exprimée en pourcentage du débit maximum journalier.

Etant donné que la zone d'étude comprend sept localités, alors on doit établir la répartition horaire du débit maximum journalier pour chacune d'elles.

A l'horizon 2020 :

- Les trois communes à savoir AKERROU, AIT CAFAA et ZEKRI dont le nombre d'habitant de chaque une est < 10000 correspondent à la première colonne de répartition.
- Les quatre autres communes à savoir ; BOUDJIMA, TIGZIRT, IFLISSEN et AZEFFOUN dont le nombre d'habitant de chacune est compris entre 10000 et 50000 correspondent à la deuxième colonne de répartition horaire du débit maximum journalier.

Tableau II.7: Variation du débit horaire pour la commune de ZEKRI

Heures	Consommation totale $Q_{\max, j} = 1154,4 \text{ m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1	11,544	1	11,544
1-2	1	11,544	2	23,088
2-3	1	11,544	3	34,632
3-4	1	11,544	4	46,176
4-5	2	23,088	6	69,264
5-6	3	34,632	9	103,896
6-7	5	57,72	14	161,616
7-8	6.5	75,036	20,5	236,652
8-9	6.5	75,036	27	311,688
9-10	5.5	63,492	32,5	375,18
10-11	4.5	51,948	37	427,128
11-12	5.5	63,492	42,5	490,62
12-13	7	80,808	49,5	571,428
13-14	7	80,808	56,5	652,236
14-15	5.5	63,492	62	715,728
15-16	4.5	51,948	66,5	767,676
16-17	5	57,72	71,5	825,396
17-18	6.5	75,036	78	900,432
18-19	6.5	75,036	84,5	975,468
19-20	5.0	57,72	89,5	1033,188
20-21	4.5	51,948	94	1085,136
21-22	3	34,632	97	1119,768
22-23	2	23,088	99	1142,856
23-24	1	11,544	100	1154,4

Le débit de pointe $Q_{\max, h}$ pour la commune de ZEKRI est de **80,808 m^3/h** et survient entre midi et 14h.

Tableau II.8: Variation du débit horaire pour la commune de AIT CHAFAA

Heures	Consommation totale $Q_{\max, j}=1220,7 \text{ m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1	12,207	1	12,207
1-2	1	12,207	2	24,414
2-3	1	12,207	3	36,621
3-4	1	12,207	4	48,828
4-5	2	24,414	6	73,242
5-6	3	36,621	9	109,863
6-7	5	61,035	14	170,898
7-8	6.5	79,346	20,5	250,244
8-9	6.5	79,346	27	329,589
9-10	5.5	67,139	32,5	396,728
10-11	4.5	54,932	37	451,659
11-12	5.5	67,139	42,5	518,798
12-13	7	85,449	49,5	604,247
13-14	7	85,449	56,5	689,696
14-15	5.5	67,139	62	756,834
15-16	4.5	54,932	66,5	811,766
16-17	5	61,035	71,5	872,801
17-18	6.5	79,346	78	952,146
18-19	6.5	79,346	84,5	1031,492
19-20	5	61,035	89,5	1092,527
20-21	4.5	54,932	94	1147,458
21-22	3	36,621	97	1184,079
22-23	2	24,414	99	1208,493
23-24	1	12,207	100	1220,7

Le débit de pointe $Q_{\max, h}$ pour la commune de AIT CHAFAA est de **85,449 m^3/h** et survient entre midi et 14h

Tableau II.9: Variation du débit horaire pour la commune de AKERROU

Heures	Consommation totale $Q_{\max, j}=1612 \text{ m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1	16,12	1	16,12
1-2	1	16,12	2	32,24
2-3	1	16,12	3	48,36
3-4	1	16,12	4	64,48
4-5	2	32,24	6	96,72
5-6	3	48,36	9	145,08
6-7	5	80,6	14	225,68
7-8	6.5	104,78	20,5	330,46
8-9	6.5	104,78	27	435,24
9-10	5.5	88,66	32,5	523,9
10-11	4.5	72,54	37	596,44
11-12	5.5	88,66	42,5	685,1
12-13	7	112,84	49,5	797,94
13-14	7	112,84	56,5	910,78
14-15	5.5	88,66	62	999,44
15-16	4.5	72,54	66,5	1071,98
16-17	5	80,6	71,5	1152,58
17-18	6.5	104,78	78	1257,36
18-19	6.5	104,78	84,5	1362,14
19-20	5	80,6	89,5	1442,74
20-21	4.5	72,54	94	1515,28
21-22	3	48,36	97	1563,64
22-23	2	32,24	99	1595,88
23-24	1	16,12	100	1612

Le débit de pointe $Q_{\max, h}$ pour la commune de AKERROU est de **112,84 m^3/h** et survient entre midi et 14h.

Tableau II.10: Variation du débit horaire pour la commune de BOUDJIMA

Heures	Consommation totale $Q_{\max, j} = 4963,4 \text{ m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1.5	74,451	1,5	74,451
1-2	1.5	74,451	3	148,902
2-3	1.5	74,451	4,5	223,353
3-4	1.5	74,451	6	297,804
4-5	2.5	124,085	8,5	421,889
5-6	3.5	173,719	12	595,608
6-7	4.5	223,353	16,5	818,961
7-8	5.5	272,987	22	1091,948
8-9	6.25	310,213	28,25	1402,161
9-10	6.25	310,213	34,5	1712,373
10-11	6.25	310,213	40,75	2022,586
11-12	6.25	310,213	47	2332,798
12-13	5	248,17	52	2580,968
13-14	5	248,17	57	2829,138
14-15	5.5	272,987	62,5	3102,125
15-16	6	297,804	68,5	3399,929
16-17	6	297,804	74,5	3697,733
17-18	5.5	272,987	80	3970,72
18-19	5	248,17	85	4218,89
19-20	4.5	223,353	89,5	4442,243
20-21	4	198,536	93,5	4640,779
21-22	3	148,902	96,5	4789,681
22-23	2	99,268	98,5	4888,949
23-24	1.5	74,451	100	4963,4

Le débit de pointe $Q_{\max, h}$ pour la commune de BOUDJIMA est de **310,213 m^3/h** et survient entre 8h et midi.

Tableau II.11: Variation du débit horaire pour la commune de TIGZIRT

Heures	Consommation totale $Q_{\max, j} = 3298,1 \text{ m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1.5	49,472	1,5	49,472
1-2	1.5	49,472	3	98,943
2-3	1.5	49,472	4,5	148,415
3-4	1.5	49,472	6	197,886
4-5	2.5	82,453	8,5	280,339
5-6	3.5	115,434	12	395,772
6-7	4.5	148,415	16,5	544,187
7-8	5.5	181,396	22	725,582
8-9	6.25	206,131	28,25	931,713
9-10	6.25	206,131	34,5	1137,845
10-11	6.25	206,131	40,75	1343,976
11-12	6.25	206,131	47	1550,107
12-13	5	164,905	52	1715,012
13-14	5	164,905	57	1879,917
14-15	5.5	181,396	62,5	2061,313
15-16	6	197,886	68,5	2259,199
16-17	6	197,886	74,5	2457,085
17-18	5.5	181,396	80	2638,48
18-19	5	164,905	85	2803,385
19-20	4.5	148,415	89,5	2951,800
20-21	4	131,924	93,5	3083,724
21-22	3	98,943	96,5	3182,667
22-23	2	65,962	98,5	3248,629
23-24	1.5	49,472	100	3298,1

Le débit de pointe $Q_{\max, h}$ pour la commune de TIGZIRT est de **206,131 m^3/h** et survient entre 8h et midi.

Tableau II.12: Variation du débit horaire pour la commune de IFLISSEN

Heures	Consommation totale $Q_{\max, j} = 4638,4 \text{ m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1.5	69,576	1,5	69,576
1-2	1.5	69,576	3	139,152
2-3	1.5	69,576	4,5	208,728
3-4	1.5	69,576	6	278,304
4-5	2.5	115,96	8,5	394,264
5-6	3.5	162,344	12	556,608
6-7	4.5	208,728	16,5	765,336
7-8	5.5	255,112	22	1020,448
8-9	6.25	289,9	28,25	1310,348
9-10	6.25	289,9	34,5	1600,248
10-11	6.25	289,9	40,75	1890,148
11-12	6.25	289,9	47	2180,048
12-13	5	231,92	52	2411,968
13-14	5	231,92	57	2643,888
14-15	5.5	255,112	62,5	2899
15-16	6	278,304	68,5	3177,304
16-17	6	278,304	74,5	3455,608
17-18	5.5	255,112	80	3710,72
18-19	5	231,92	85	3942,64
19-20	4.5	208,728	89,5	4151,368
20-21	4	185,536	93,5	4336,904
21-22	3	139,152	96,5	4476,056
22-23	2	92,768	98,5	4568,824
23-24	1.5	69,576	100	4638,4

Le débit de pointe $Q_{\max, h}$ pour la commune de IFLISSEN est de **289,9 m^3/h** et survient entre 8h et midi.

Tableau II.13: Variation du débit horaire pour la commune de AZEFFOUN

Heures	Consommation totale $Q_{\max, j} = 5097,3 \text{ m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1.5	76,460	1,5	76,460
1-2	1.5	76,460	3	152,919
2-3	1.5	76,460	4,5	229,379
3-4	1.5	76,460	6	305,838
4-5	2.5	127,4325	8,5	433,271
5-6	3.5	178,406	12	611,676
6-7	4.5	229,379	16,5	841,055
7-8	5.5	280,352	22	1121,406
8-9	6.25	318,581	28,25	1439,987
9-10	6.25	318,581	34,5	1758,569
10-11	6.25	318,581	40,75	2077,150
11-12	6.25	318,581	47	2395,731
12-13	5	254,865	52	2650,596
13-14	5	254,865	57	2905,461
14-15	5.5	280,352	62,5	3185,813
15-16	6	305,838	68,5	3491,651
16-17	6	305,838	74,5	3797,489
17-18	5.5	280,352	80	4077,84
18-19	5	254,865	85	4332,705
19-20	4.5	229,379	89,5	4562,084
20-21	4	203,892	93,5	4765,976
21-22	3	152,919	96,5	4918,895
22-23	2	101,946	98,5	5020,841
23-24	1.5	76,460	100	5097,3

Le débit de pointe $Q_{\max, h}$ pour la commune de AZEFFOUN est de **318,581 m^3/h** et survient entre 8h et midi.

Conclusion

La mise en évidence des besoins en eau potable de chacune des communes de la zone d'étude et par conséquent le total des besoins en eau à l'horizon 2020, nous permettra d'évaluer les capacités optimales des réservoirs et des bâches d'eau ainsi que de dimensionner l'adduction, tout cela afin de garantir le bon fonctionnement du système et d'assurer des quantités d'eau suffisantes.

Chapitre III

Etude de l'adduction

Introduction

Les adductions sont nécessaires pour assurer le transport de l'eau entre le point de captage et le point d'accumulation. Dans la pratique ces points sont relativement éloignés l'un de l'autre, quelquefois ils peuvent se trouver à des distances considérables.

Les ouvrages d'adduction sont généralement de grandes dimensions. Les écoulements y sont le plus souvent unidirectionnels et s'opèrent en régime turbulent.

III.1. Types d'adduction

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

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

III.1.1. Adduction gravitaire

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

III.1.2. Adduction par refoulement

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

III.1.3. Adduction mixte

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

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

III.2. Adduction et types d'écoulement

On distingue deux types d'écoulement :

III.2.1. Ecoulement à surface libre

L'écoulement à surface libre est un écoulement qu'on rencontre dans le cas des adductions gravitaires sans charge tels que les canaux à ciel ouvert et les aqueducs fermés. Ce type d'écoulement est conditionné par la pente.

III.2.2. Ecoulement en charge

L'écoulement en charge est un écoulement qu'on rencontre dans le cas des adductions ou des réseaux gravitaires sous pression et des adductions par refoulement.

III.3. 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.

La zone d'étude s'étale de la source qui est la station de traitement du barrage de Taksebt située à une côte 157mNGA (d'après la DHW de la wilaya de Tizi Ouzou), à la crête de Tléta de côte 860mNGA passant par oued Sébaou à une côte 84,5 mNGA.

Vu la configuration générale de la zone d'étude, l'adduction comportera une partie gravitaire partant de la station de traitement jusqu'à la rive droite de oued Sébaou et une autre par refoulement connectant le premier type d'adduction au réservoir tampon projeté de Tléta.

III.3.1. Proposition de variantes

Avant de se lancer dans la proposition des variantes, nous signalons que le tracé de la conduite est imposé par faute de donnée (absence d'un levé topographique complet de la zone

d'étude) et que les variantes sont émises en jouant sur les côtes d'implantation des stations de pompage sur le tracé imposé (schéma directeur de l'adduction réalisé par le bureau d'étude HYBACO) et leur nombre.

➤ **Variante N°1 :**

Dans cette variante, le système d'adduction par refoulement est constitué de deux (02) stations de reprise, la première est située sur la rive droite de oued Sebaou là où la charge disponible réservée par la côte de la station de traitement s'épuise et la deuxième est située à la localité de Afir à une côte de **490 mNGA** pour refouler l'eau au réservoir tampon projeté à une côte dominante de **860mNGA** au niveau de Tléta. Ainsi :

- La station de traitement, sise à une côte de 157mNGA, alimente la première station de reprise (SR1) par une conduite gravitaire d'environ * **7500m** de longueur.
- La première station de reprise (SR1) refoule l'eau vers la deuxième station de reprise (SR2) située à une côte de 490mNGA par l'intermédiaire d'une conduite d'environ * **12400m** de longueur à une hauteur d'environ * **360m**.
- La deuxième station de reprise (SR2) refoule à son tour, l'eau vers le réservoir tampon projeté à Tléta, à une hauteur de **370m** par l'intermédiaire d'une conduite de **5300 m** de longueur (figure III.1.a).

➤ **Variante N°2 :**

Dans cette variante, le système d'adduction par refoulement est constitué de trois (03) stations de reprise, la première est située sur la rive droite de oued Sebaou là où la charge disponible réservée par la côte de la station de traitement s'épuise, la deuxième est sise à une côte **350 mNGA** et la troisième à une côte **600mNGA** pour refouler l'eau au réservoir tampon projeté à une côte dominante de **860mNGA** au niveau de Tléta. Ainsi :

- La station de traitement, sise à une côte de 157mNGA, alimente la première station de reprise (SR1) par une conduite gravitaire d'environ * **7600m** de longueur.
- La première station de reprise (SR1) refoule l'eau vers la deuxième station de reprise (SR2) à une hauteur d'environ * **230m** par l'intermédiaire d'une conduite d'environ * **10800m** de longueur
- La deuxième station de reprise (SR2) refoule l'eau vers la troisième station de reprise (SR3) à une hauteur de **250m** à l'aide d'une conduite de **3200m** de longueur.
- La troisième station de reprise (SR3) refoule à son tour, l'eau vers le réservoir tampon projeté à Tléta à une hauteur de **260m** par l'intermédiaire d'une conduite de **3700 m** de longueur (figure III.1.b).

➤ **Variante N°3 :**

Dans cette variante, le système d'adduction par refoulement est constitué de quatre (04) stations de reprise, la première est située sur la rive droite de oued Sebaou à une côte **91mNGA**, la deuxième à une côte **175mNGA**, la troisième à une côte **350mNGA** et la quatrième à une côte **600 mNGA** pour refouler l'eau au réservoir tampon projeté à une côte dominante de **860mNGA** au niveau de Tléta. Ainsi :

- La station de traitement, sise à une côte de 157mNGA, alimente la première station de reprise (SR1) par une conduite gravitaire **7000m** de longueur.

(*) La côte de la première station de reprise n'est pas encore déterminée avec exactitude par conséquent les longueurs et les dénivelées relatives à cette station le sont aussi.

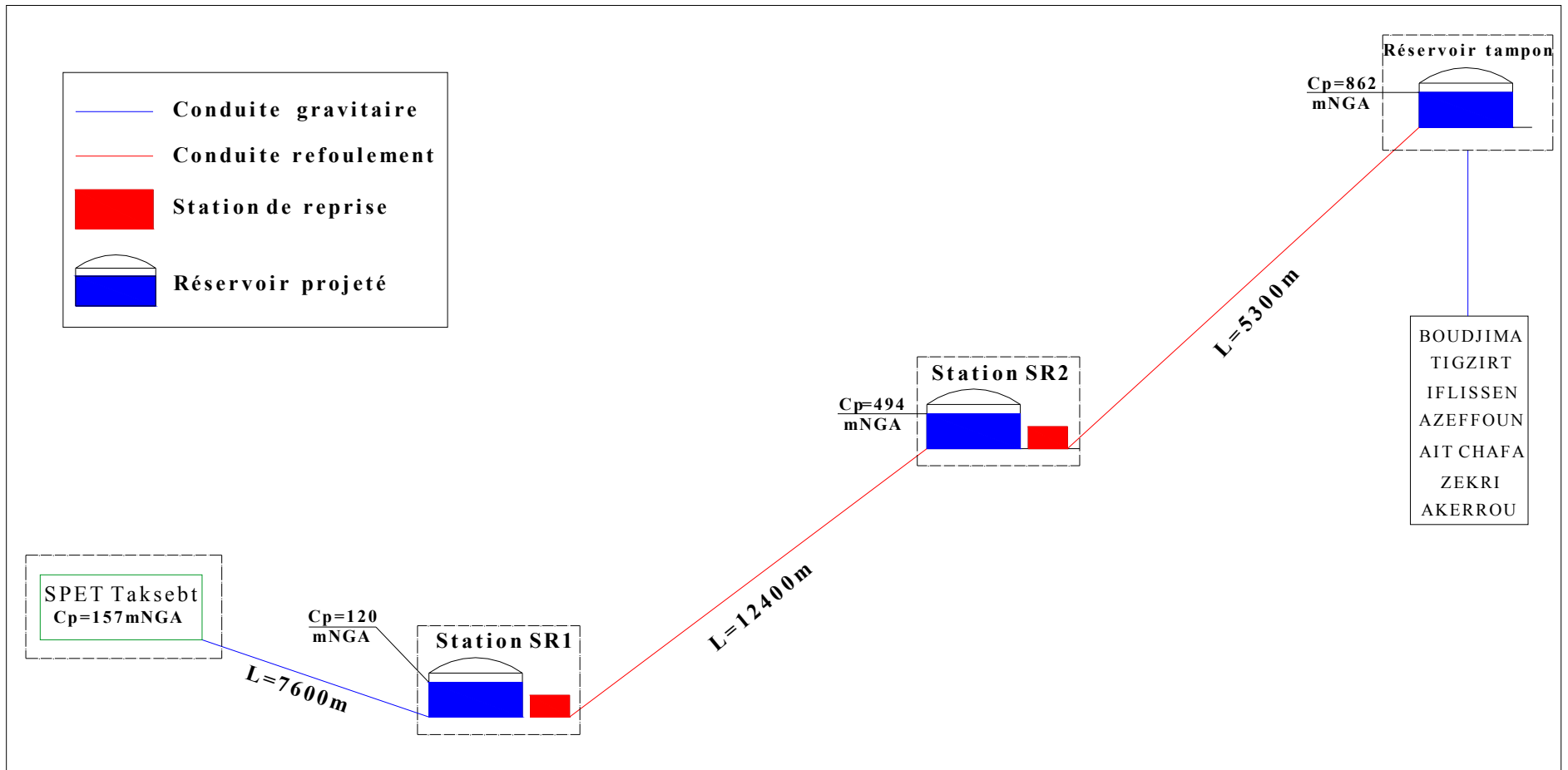


Figure III.1.a : Schéma vertical de la variante N° 1 (Deux stations de reprise)

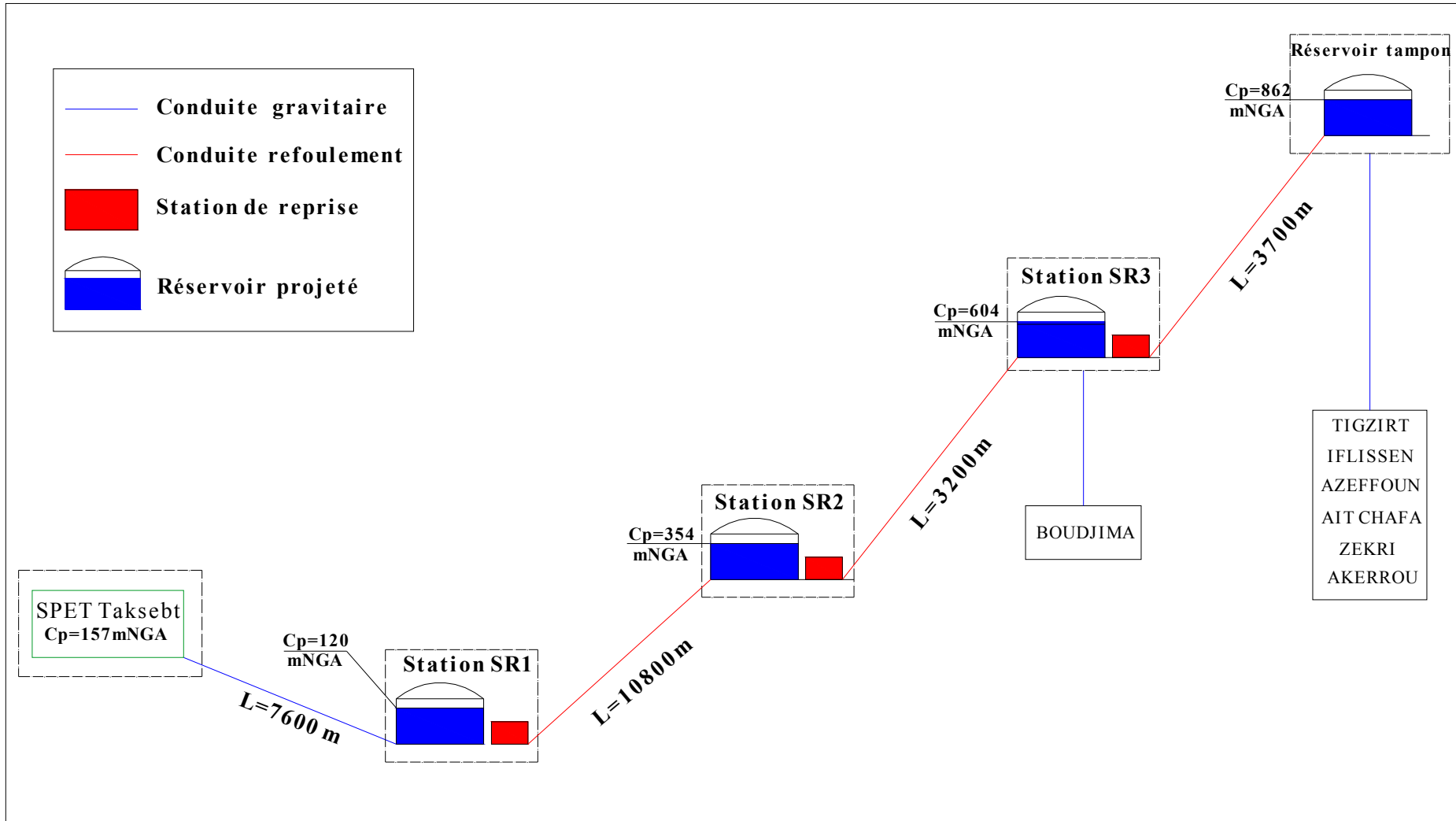


Figure III.1.b : Schéma vertical de la variante N° 2 (Trois stations de reprise)

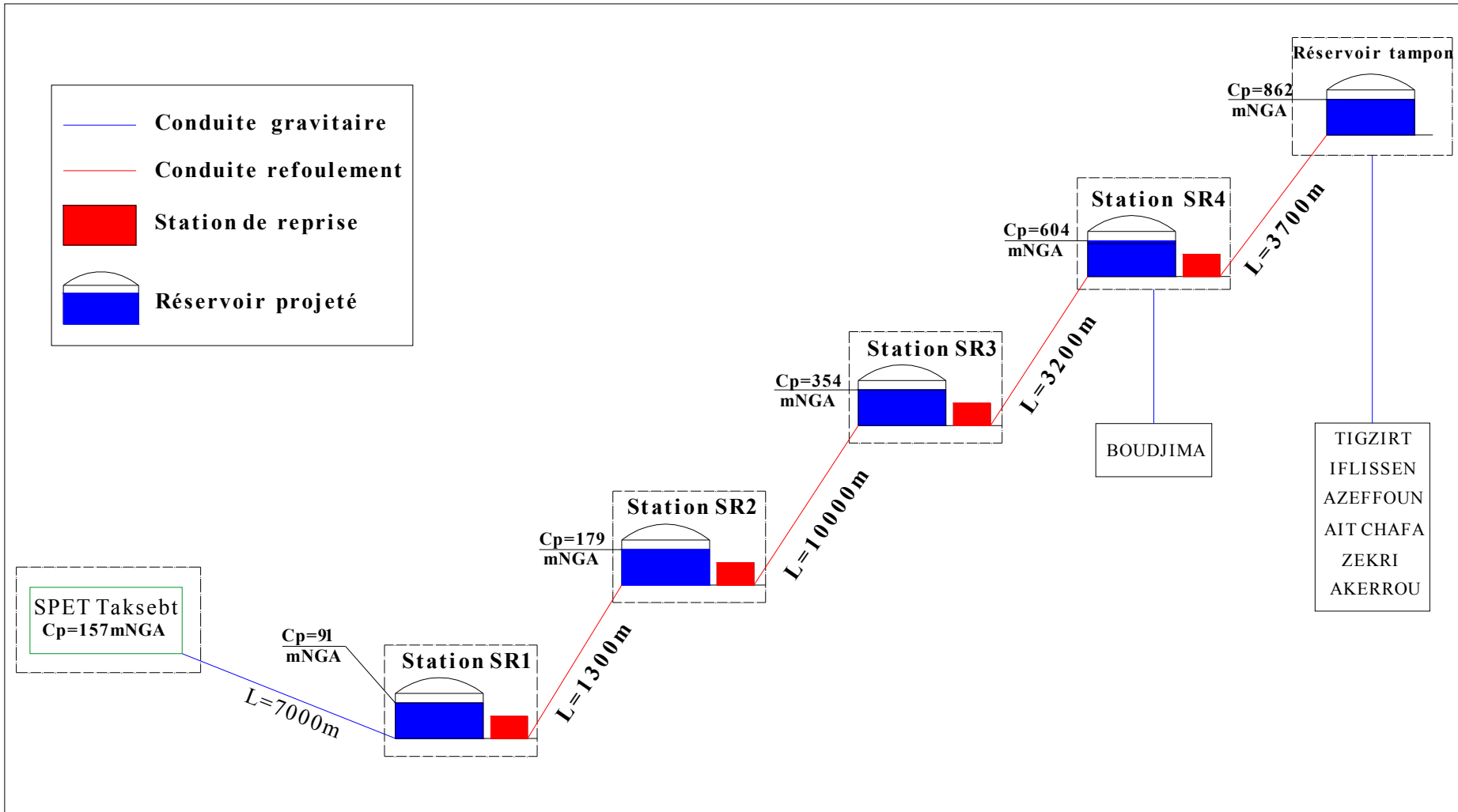


Figure III.1.c : Schéma vertical de la variante N° 3 (Quatre stations de reprise)

- La première station de reprise (SR1) refoule l'eau vers la deuxième station de reprise (SR2) à une hauteur **84m** par l'intermédiaire d'une conduite **1300m** de longueur.
- La deuxième station de reprise (SR2) refoule l'eau vers la troisième station de reprise (SR3) à une hauteur de **175m** par l'intermédiaire d'une conduite **10000m** de longueur.
- La troisième station de reprise (SR3) refoule l'eau vers la quatrième station de reprise (SR4) à une hauteur de **250m** à l'aide d'une conduite de **3200m** de longueur.
- La quatrième station de reprise (SR4) refoule l'eau à une hauteur de **260m** vers le réservoir tampon projeté à Tléta par l'intermédiaire d'une conduite de **3700 m** de longueur (figure III.1.c).

Remarque :

Le tracé de l'adduction gravitaire est commun aux trois variantes et est parallèle à l'adduction (SPET de Taksebt – Est de la Wilaya de TIZI OUZOU) jusqu'au piquage de la commune de Ouaguenoun.

III.3.2. Analyse et choix de la variante

La première variante prévoit deux stations de reprise pour élever l'eau à une hauteur totale de 737m soit une hauteur d'élévation d'environ 370m pour chacune d'elles, ce qui est déconseillé vu la nécessité de mise en place des groupes électropompes prototypes. En plus de cet inconvénient, la variante N°1 ne peut pas assurer l'alimentation de la commune de BOUDJIMA de la manière la plus économique.

Les variantes N°2 et N°3 sont à peu près identiques, sauf que la première station de reprise de la deuxième variante est remplacée par deux stations de reprises dans la troisième variante; la première à coté d'un réservoir qui rentre dans le cadre de l'alimentation en eau potable de la commune de Ouaguenoun et la deuxième à proximité d'une station de reprise existante. Les deux variantes permettent l'alimentation de la commune de Boudjima d'une manière gravitaire et moins coûteuse à partir de la station implantée à 600 mNGA.

Contrairement à la variante N°3, la variante N°2 nous donne la longueur de refoulement la plus courte et des travaux de génie civil les moins onéreux.

Conclusion

Vu ses avantages, la variante N° 2 est la meilleure du point de vue technico-économique (Voir les planches N°1 et 2).

III.4. Choix du tracé

Nous recherchons le tracé de l'adduction le plus court possible [station de traitement - réservoir d'accumulation] afin d'obtenir de longs alignements, raccordés par des coudes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes.

Le tracé se fera de préférence le long des routes ou des voies publiques pour faciliter la pose de canalisation et leur exploitation (détection des fuites, des vannes défectueuses et de tout dommage subit par l'installation) et permettre un accès rapide pour l'entretien et la réparation.

Le tracé en plan sera conçu compte tenu de la possibilité de réalisation d'un profil en long idéal.

III.5.Choix du matériau de la conduite

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

- ✓ Sur le plan technique cette faisabilité dépend de plusieurs exigences telles que :
 - Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance des charges mobiles ;
 - Adaptation aux terrains de pose ;

- Bonne étanchéité ;
- Facilité d'entretien et de mise en service.
- ✓ Sur le plan économique cette faisabilité dépend essentiellement :
 - Du prix de la fourniture et du transport ;
 - De leur disponibilité sur le marché local (de préférence).

Parmi les types de tuyaux utilisés dans le domaine d'alimentation en eau potable, on distingue: les tuyaux en fonte ; les tuyaux en acier ; les tuyaux en amiante ciment ; les tuyaux en matière thermoplastique et les tuyaux en béton.

III.5.1. Etude géophysique de la bande de l'adduction

La géophysique s'intéresse aux propriétés électriques des sols et des roches. Ces propriétés électriques peuvent être mesurées de plusieurs façons.

La méthode de prospection mise en oeuvre est adaptée aux objectifs recherchés. Les sondages électriques ont porté sur des profondeurs de 1 à 5 m le long du tracé selon la nature des sols et les zones à eaux.

La prospection a été réalisée par sondages électriques. Le nombre de stations de mesure a été déterminé en fonction de la géologie et de la dispersion des valeurs des résistivités entre les stations.

La prospection du tracé de l'adduction et des sites d'implantation des stations de reprise permet :

- la détermination des propriétés électriques des sols du tracé de l'adduction ;
- l'interprétation des résultats sur l'agressivité spécifique des sols du tracé prospectés.

a) Appareillage et équipement

- Un (1) résistivimètre SYSCAL R2+, à calibration automatique et affichage digital.
- Jeux d'électrodes et accessoires (divers câbles et enrouleurs, électrodes...etc.).

b) Principe de mesure de la résistivité [6]

On installe deux électrodes A et B en surface, on injecte par A et on recueille le courant par B. On mesure grâce à un voltmètre la différence de potentiel entre deux points en surface M et N. L'intensité du courant injecté est mesurée grâce à un ampèremètre sur le circuit AB-sol (Figure III.2).

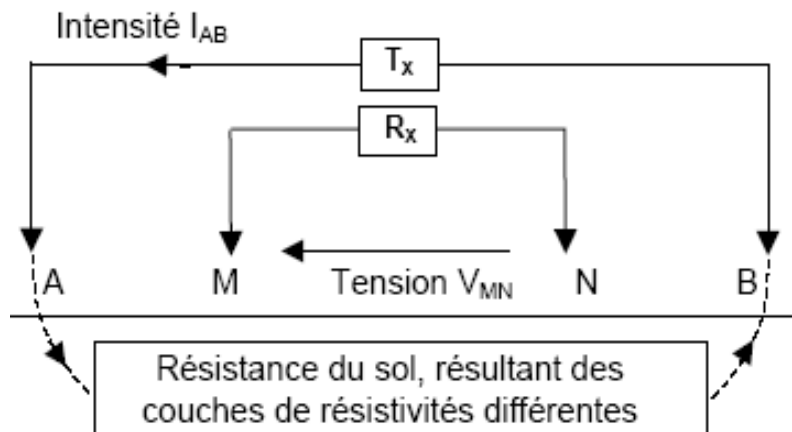


Figure III.2: Dispositif de la prospection électrique

La résistivité ρ est la résistance R d'un cube unité pour un courant s'écoulant entre deux faces opposées, la résistance d'un bloc rectangulaire de matériau est proportionnelle à la

distance x que le courant doit parcourir et inversement proportionnelle à l'aire A de la section :

$$\rho = R (A/x)$$

La résistivité est mesurée en ohms-mètres ($\Omega.m$).

c) Corrosivité des sols [7]

La corrosivité des conduites enterrées constituées de matériau métallique en fonction de la résistivité des sols est donnée dans le tableau III.1 (**Normes : ASTM G57-95**):

Tableau III.1: Classification de la corrosivité en fonction de la résistivité

Résistivité du sol ($\Omega.cm$)	Corrosivité
< 500	Très élevée
500 à 2 000	Elevée
2 000 à 5 000	Moyenne
5 000 à 10 000	Faible
> 10 000	Très faible

d) Stations et mesures

La prospection géophysique a touchée dix stations du tracé de l'adduction avec quatre à neuf mesures par station pour une profondeur d'investigation de 1 à 5m.

Tableau III.2: Coordonnées et nature du sol des stations de mesure

Sites prospectés	Coordonnées UTM			Nature du sol
	X	Y	Z	
Site1: réservoir tampon	605,395	4078,368	859	Argile et grés
Site2 : aval réservoir	605,197	4078,188	841	Argile à blocs
Site3 : route	604,833	4077,274	800	Grés et argile
Site4 : SR3	603,945	4075,652	611	Argile à blocs
Site5 : piste	604,196	4074,751	511	Argile à blocs
Site6 : bas village Boudjima	604,028	4073,369	327	Marnes calcaires
Site7 : SR2	604,073	4072,838	334	Marnes calcaires
Site8 : aval huilerie	604,409	4071,070	251	Marnes
Site9 : SR1	602,495	4064,595	179	Marnes du miocène
Site10 : rive gauche	603,187	4062,161	90	Terrasse alluviale

Les résultats d'investigation et les appréciations par site de prospections sont donnés dans le tableau III.3.

Tableau III.3 : Résultats numériques et les appréciations par site de prospection

Site prospecté	Résistivité électrique des sols ($\Omega.cm$)	Profondeur investiguée (m)	Nature	Corrosivité
Réservoir crête	8 400	4,3	Argiles et grès	Faible
Site 2 : aval réservoir	1 600	3	Argiles à blocs	Elevée
Site 3 : Route	2 300	2,7	Grès et argiles	Moyenne
Site 4: SR 3	1 800	3,4	Argiles à blocs	Elevée
Site 5 : Piste	570	2,5	Argiles à blocs	Elevée
Site 6 : Bas Village Boudjima	7 900	3	Marnes calcaires	Faible
Site 7 : SR 2	3 000	2,7	Marnes calcaires	Moyenne
Site 8 Aval Huilerie	1 700	2,6	Marnes	Elevée
Site 9 : SR 1	2 600	3,4	Marnes du miocène	Moyenne
Site 10 : Rive gauche	4 900	3,4	Terrasse alluviale	Moyenne

Interprétation

Les investigations réalisées sur la bande du tracé de l'adduction par refoulement, montrent la présence de terrains avec un potentiel de corrosivité. Cette dernière est en général, moyenne à élevée. (SARL Horizon Bleu études et réalisations, cité les orangers, 17 résidence Roxane Rouiba, Alger).

Conclusion

Sur la base de l'étude géophysique, on opte pour le PVC ou la fonte ductile comme matériau de la canalisation étant donné qu'ils résistent à la corrosion.

Sachant que pour les gros diamètres, le PVC est plus coûteux que la fonte ductile alors dans notre cas de figure, on opte pour la fonte ductile avec une manche en polyéthylène drapant les canalisations enterrées dans les terrains de corrosivité élevée (résistivité inférieure à 1500 $\Omega.cm$).

Par ailleurs, on opte pour les conduites en acier à l'intérieur des chambres de manœuvre et des bâtiments abritant les groupes électropompes.

III.6.Comportement d'une adduction

Dans le cas des adductions en particulier les adductions mixtes, plusieurs cas de figure relatifs à la ligne piezométrique et à la topographie, peuvent se présenter. Pour assurer le bon fonctionnement du système d'adduction plusieurs solutions d'ordre techniques peuvent être envisagées.

III.6.1. Cas de surpression

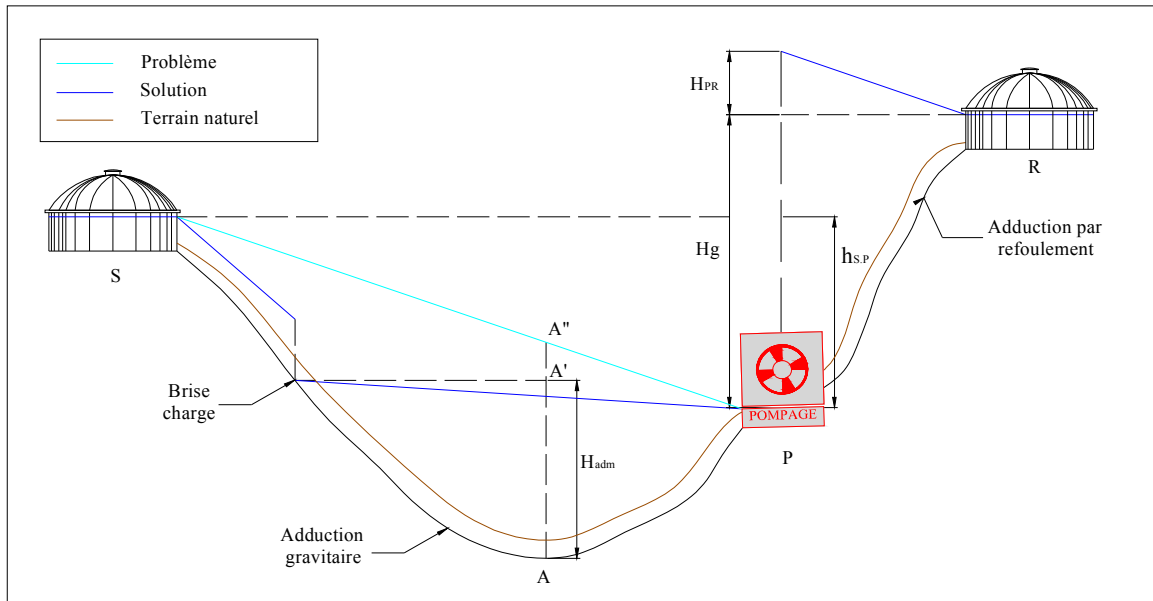


Figure III.2.a : Problème de charge exagérée (éclatement de la conduite)

Au lieu du brise charge, le dimensionnement mécanique peut aussi être un bon remède à la pression exagérée au niveau des points bas.

III.6.2. Cas de dépression

Pour remédier au problème d'écroulement (implosion de la conduite) survenant en cas d'arrêt de la pompe, on transforme un tronçon de l'adduction par refoulement en adduction gravitaire par l'intermédiaire d'un réservoir tampon implanté au niveau du point le plus haut du terrain de pose de la conduite (figure III.2.b).

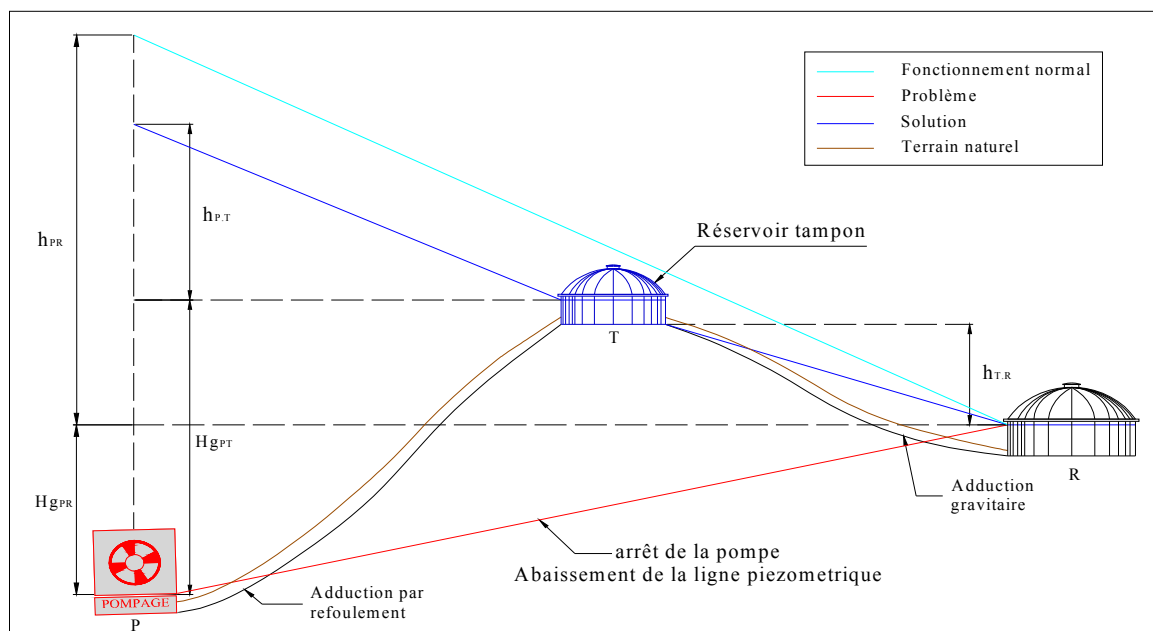


Figure III.2.b : Problème d'écroulement (implosion de la conduite)

III.7. Calcul hydraulique

III.7.1. Méthode de calcul [4] [2]

a) Cas gravitaire

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

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m} \quad (III.1)$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m);

K' : Coefficient de frottement ;

L_e : Longueur équivalente de la conduite (m) ;

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

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

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

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

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

ΔH_t : Perte de charge totale (m) ;

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

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

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

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

Selon le type de matériau les coefficients **K'**, **m** et **β** sont donnés dans le tableau III.4

Tableau III.4: Coefficients **K'**, **m**, **β** pour différents types du tuyau :

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
Plastique	0,001052	4,772	2

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_t}} \quad (III.2)$$

Dans notre cas, on prend : **K'= 0,001735 ; $\beta = 2$; m = 5,3**

b) Cas de refoulement

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

$$D_{ec} = \sqrt{Q} \quad (\text{Relation de Bonnin}) \quad (III.3)$$

$$D_{ec} = 1,5 * \sqrt{Q} \quad (\text{Relation de Bress}) \quad (III.4)$$

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

Q : débit véhiculé par la conduite (m³/s).

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

* Hauteur manométrique totale

La hauteur manométrique totale sera calculée de la manière suivante :

$$H_{mt} = H_g + \sum \Delta h \quad (\text{III.5})$$

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.

$$\sum \Delta h = 1,1 * \Delta h_p^{lin} \quad (\text{III.6})$$

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

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{\pi^2 * g * D^{5,3}} \quad (\text{Formule de Darcy-Weisbakh}) \quad (\text{III.7})$$

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,

$$\text{Avec : } \lambda = (1,14 - 0,86Ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \quad (\text{Formule de Nikuradzé}) \quad (\text{III.8})$$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * \text{Log}(\frac{\varepsilon}{3,7 * D} + \frac{2,51}{R_e * \sqrt{\lambda}}) \quad (\text{Formule Colebrook}) \quad (\text{III.9})$$

Remarque :

Dans les calculs introduisant le coefficient λ , ce dernier est estimé par la formule (III.8)

R_e : Nombre de Reynolds ;

$$R_e = \frac{V * D}{\nu} \quad (\text{III.10})$$

V : vitesse d'écoulement dans la conduite (m/s) ;

D : diamètre de la conduite (m) ;

ν : viscosité cinématique de l'eau (m^2/s).

ε : Rugosité absolue de la conduite ;

* Puissance de pompage

$$P = \frac{g * Hmt * Q}{\eta} \quad (\text{III.11})$$

P : puissance absorbée par la pompe (Kw) ;

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

Hmt : Hauteur manométrique totale (m) ;

Q : Débit à refouler (m^3/s) ;

η : rendement de la station de pompage (70 %).

* 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 d'heures de pompage par année.

$$E = P * t * 365 \quad (\text{III.12})$$

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.

$$K = \delta * E \quad (\text{III.13})$$

K : Dépenses annuelles d'énergie (DA) ;

E : Energie consommée par année (Kw) ;

δ : Prix du Kwh, varie trois fois par jour (voir le tableau III.5)

Tableau III.5: Variation journalière des tarifs de l'énergie

Périodes	Horaires	Nombre d'heure	Prix du KWh d'énergie
		(H)	(DA)
Heures pleines	06h-17h	11	1,34
Heures de pointes	17h-21h	4	6,06
Heures creuses	21h-06h	9	0,74

Vu la variation journalière des tarifs du KWh d'énergie, on recommande un régime de fonctionnement des stations de 20h/24 heures avec arrêt lors des heures de pointes pendant lesquelles l'énergie électrique est plus chère.

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

$$\delta = \frac{1,34 * 11 + 0,74 * 9}{20} \Rightarrow \delta = \mathbf{1,07 \text{ DA}}$$

* Amortissement annuel

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 :

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \quad (\text{III.14})$$

A : Frais d'amortissement (DA) ;

i : Taux d'annuité ; i = 8 % ;

n : Durée de l'amortissement de la conduite, n = 30 ans.

$$\text{A.N : } A = \frac{0,08}{(1+0,08)^{30} - 1} + 0,08 \Rightarrow \mathbf{A = 0,0888}$$

III.7.2. Dimensionnement de l'adduction gravitaire

Pour la détermination du diamètre avantageux de la conduite gravitaire sachant que la côte radier du réservoir de stockage de la station de traitement est de **157 mNGA**, on procède par un tâtonnement, tel que :

- On donne des côtes piezométriques à la première station de reprise ;
- On détermine la longueur géométrique de la conduite et la charge disponible entre la station de traitement et la première station de reprise projetée;
- On détermine le diamètre avantageux moyennant la formule (III.2) ;
- On choisit la côte nous donnant un diamètre normalisé.

Les résultats de tâtonnement figurent dans le tableau III.6.a

Remarque :

D'après le catalogue Electrosteel Algerie SPA, les caractéristiques mécaniques et hydrauliques des tuyaux en fonte ductile sont comme les montre l'annexe I.

Tableau III.6.a : Détermination du diamètre de la conduite gravitaire

Côte d'arrivée (m.NGA)	Perte de charge totale (m)	Longueur géométrique (m)	Longueur totale (m)	Diamètre calculé (mm)
115	42	7570	8327	488
120	37	7590	8349	500
125	32	7664	8430,4	515
130	27	7740	8514	532

A partir des résultats de tâtonnement, On constate qu'avec une côte piezométrique d'arrivée de **120 mNGA**, le diamètre normalisé de l'adduction gravitaire est unique et est de **500 mm**.

*** La vitesse d'écoulement**

Dans le cas des adductions, la vitesse optimale de l'écoulement varie de **0,5 à 2 m/s**. On détermine la vitesse d'écoulement dans la conduite gravitaire moyennant l'équation de continuité :

$$Q = V * S \Rightarrow Q = V * \frac{\pi * D^2}{4} \text{ Ainsi: } V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2}$$

Avec :

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

S : section de la canalisation (m²) ;

V : vitesse d'écoulement (m/s) ;

D : diamètre nominal de la conduite (m).

A.N: $V = \frac{4 * 254,45 * 10^{-3}}{3,14 * 0,5^2} \Rightarrow V = 1,3 \text{ m/s}$

*** Les frais d'investissement**

Les frais d'investissement de la conduite gravitaire figurent dans le tableau III.6.b.

Tableau III.6.b: Frais d'investissement de la conduite gravitaire

Diamètre (mm)	Prix du ml (DA)	Longueur (m)	Prix total (DA)	Annuité (DA)	Investissement (DA)
500	20 000,00	8 380	167 600 000,00	0,0888	14 882 880,00

Conclusion

Avec un diamètre $D_N = 500 \text{ mm}$, la vitesse d'écoulement dans l'adduction gravitaire ($V = 1,3 \text{ m/s}$) est admissible.

Ainsi le réservoir de la station de reprise N°1 doit être implantée d'une manière à ce que sa cote piezométrique soit de **120 mNGA**.

III.7.3. Dimensionnement de l'adduction par refoulement

Le choix du diamètre économique d'une tuyauterie résulte d'un compromis entre les dépenses d'investissement et les dépenses de fonctionnement. En effet, en augmentant le diamètre, on augmente les premières et on diminue très vite les pertes de charge, et par la suite les dépenses de l'énergie pour faire circuler l'eau.

Les stations de reprises sont appelées à refouler le débit d'exploitation vers les réservoirs de transit. Le régime de fonctionnement des stations est de 20h/24 heures avec arrêt lors des heures de pointes pendant lesquelles l'énergie électrique est plus chère.

A- Refoulement : SR N°1- Réservoir projeté de la SR N°2

Débit d'exploitation des stations de reprise SR N°1 est calculé comme suit :

$$Q_{exp} = \frac{Q_{max,j}}{t * 3600}$$

Q_{exp} : Débit d'exploitation (m^3/s) ;

$Q_{max,j}$: Débit maximum journalier (m^3/j) ; $Q_{max,j} = 21984,3 \text{ m}^3/\text{j}$.

t : Durée de fonctionnement de la station par jour, $t = 20 \text{ h}$.

A.N : $Q_{exp,SR1} = \frac{21984,3}{20 * 3600} \Rightarrow Q_{exp,1} = 305,34 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$;

Le diamètre économique moyennant la relation (III.3) est tel que :

A.N : $D_{ec} = \sqrt{305,34 * 10^{-3}} \Rightarrow D_{ec} = 0,553 \text{ m}$ donc **$D_{ec} = 553 \text{ mm}$**

Conclusion :

Le calcul technico-économique du diamètre économique sera pour la gamme de diamètres compris entre **350 et 700 mm**

➤ **Calcul des frais d'exploitation**

Les frais d'exploitation sont calculés sur la base de l'énergie électrique consommée lors du pompage et ce pour la gamme de diamètres obtenue. Il est entendu que la hauteur manométrique totale varie selon le diamètre.

Moyennant les formules (III.5), (III.6) et (III.7), (III.8), on calcule les hauteurs manométriques totales correspondant aux différents diamètres et sont présentées dans le tableau III.7.a.

Tableau III.7.a: Variation des HMT en fonction du diamètre

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	λ	ΔH_{lin} (m)	ΔH_{totale} (m)	Hg (m)	HMT (m)
350	10800	305,34	3,18	0,016	356,26	391,88	234	625,88
400	10800	305,34	2,43	0,016	170,50	187,55	234	421,55
450	10800	305,34	1,92	0,016	89,04	97,94	234	331,94
500	10800	305,34	1,56	0,015	49,81	54,79	234	288,79
600	10800	305,34	1,08	0,015	18,24	20,06	234	254,06
700	10800	305,34	0,79	0,014	7,81	8,59	234	242,59

Les dépenses d'exploitation correspondant aux différents diamètres sont présentées dans le tableau III.7.b.

Tableau III.7.b: Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre

Diamètre	Débit	HMT	Puissance	Prix unitaire moyen	Consommation Annuelle	Dépenses annuelles
(mm)	(l/s)	(m)	(KW)	(DA)	(KWh)	(DA)
350	305,34	625,88	2678,23	1,07	19551053,54	20919627,29
400	305,34	421,55	1803,87	1,07	13168227,15	14090003,05
450	305,34	331,94	1420,43	1,07	10369129,05	11094968,08
500	305,34	288,79	1235,77	1,07	9021142,83	9652622,83
600	305,34	254,06	1087,17	1,07	7936365,47	8491911,05
700	305,34	242,59	1038,06	1,07	7577810,094	8108256,80

➤ **Calcul des frais d'investissement**

Les dépenses d'investissement correspondant aux différents diamètres sont présentées dans le tableau III.7.c.

Tableau III.7.c: Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre

Diamètre	Prix du ml	Longueur	Prix total	Annuité	Investissement
(mm)	(DA)	(m)	(DA)	(DA)	(DA)
350	13440,00	10800	145152000	0,0888	12889497,60
400	15440,00	10800	166752000	0,0888	14807577,60
450	17900,00	10800	193320000	0,0888	17166816,00
500	20000,00	10800	216000000	0,0888	19180800,00
600	28000,00	10800	302400000	0,0888	26853120,00
700	37000,00	10800	399600000	0,0888	35484480,00

➤ **Bilan des coûts (Exploitation - Investissement)**

Le bilan des coûts de l'exploitation et de l'investissement figure dans le tableau III.7.d

Tableau III.7.d: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation

DN (mm)	350	400	450	500	600	700
Investis (DA)	12889497,60	14807577,60	17166816,00	19180800,00	26853120,00	35484480,00
Exploit (DA)	20919627,29	14090003,05	11094968,08	9652622,83	8491911,06	8108256,80
TOTAL (DA)	33809124,89	28897580,65	28261784,08	28833422,80	35345031,05	43592736,80

L'interprétation graphique des résultats du bilan (exploitation – investissement) est montrée dans la figure III.3.a.

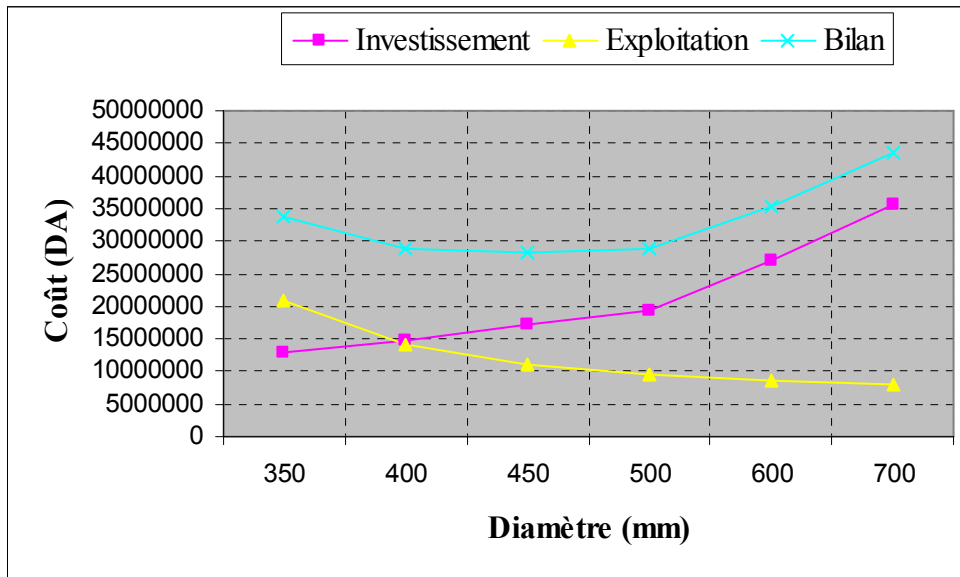


Figure III.3.a: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation

Conclusion

Selon la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation, le bénéfice va au profit du diamètre DN 450 dont la vitesse est de 1,92 m/s.

B- Refoulement : SR N°2- Réservoir projeté de la SR N°3

La station de reprise SR N°2 est appelée à refouler tout le débit qu'elle reçoit de la station de pompage SR N°1 alors son débit d'exploitation est le même que celui de cette dernière et est de : $Q_{exp,SR2}=305,34.10^3 \text{ m}^3/\text{s}$

Ainsi le diamètre économique moyennant la relation (III.3) est de : $D_{ec} = 553 \text{ mm}$

Conclusion :

Le calcul technico-économique du diamètre économique sera pour la gamme de diamètres compris entre 350 et 700 mm

➤ **Calcul des frais d'exploitation**

Les résultats du calcul de la hauteur manométrique totale en fonction du diamètre figurent dans le tableau III.8.a.

Tableau III.8.a : Variation des HMT en fonction du diamètre

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	λ	ΔH_{lin} (m)	ΔH_{totale} (m)	Hg (m)	HMT (m)
350	3200	305,34	3,18	0,016	105,56	116,11	250	366,11
400	3200	305,34	2,43	0,016	50,52	55,57	250	305,57
450	3200	305,34	1,92	0,016	26,38	29,02	250	279,02
500	3200	305,34	1,56	0,015	14,76	16,23	250	266,23
600	3200	305,34	1,08	0,015	5,40	5,95	250	255,95
700	3200	305,34	0,79	0,014	2,31	2,54	250	252,54

Les dépenses d'exploitation correspondant aux différents diamètres sont présentées dans le tableau III.8.b.

Tableau III.8.b : Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre

Diamètre	Débit	HMT	Puissance	Prix unitaire moyen	Consommation Annuelle	Dépenses annuelles
(mm)	(l/s)	(m)	(KW)	(DA)	(KWh)	(DA)
350	305,34	366,11	1566,64	1,07	11436496,12	12237050,85
400	305,34	305,57	1307,57	1,07	9545288,301	10213458,48
450	305,34	279,02	1193,96	1,07	8715925,901	9326040,71
500	305,34	266,23	1139,25	1,07	8316522,577	8898679,16
600	305,34	255,95	1095,22	1,07	7995107,064	8554764,56
700	305,34	252,54	1080,67	1,07	7888868,433	8441089,22

➤ **Calcul des frais d'investissement**

Les dépenses d'investissement correspondant aux différents diamètres sont présentées dans le tableau III.8.c.

Tableau III.8.c : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre

Diamètre	Prix du ml	Longueur	Prix total	Annuité	Investissement
(mm)	(DA)	(m)	(DA)	(DA)	(DA)
350	13440	3200	43008000,00	0,0888	3819110,40
400	15440	3200	49408000,00	0,0888	4387430,40
450	17900	3200	57280000,00	0,0888	5086464,00
500	20000	3200	64000000,00	0,0888	5683200,00
600	28000	3200	89600000,00	0,0888	7956480,00
700	37000	3200	118400000,00	0,0888	10513920,00

➤ **Bilan des coûts (Exploitation - Investissement)**

Le bilan des coûts de l'exploitation et de l'investissement figure dans le tableau III.8.d.

Tableau III.8.d : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation

DN (mm)	350	400	450	500	600	700
Investis (DA)	3819110,40	4387430,40	5086464,00	5683200,00	7956480,00	10513920,00
Exploit (DA)	12237050,85	10213458,48	9326040,71	8898679,16	8554764,56	8441089,22
TOTAL (DA)	16056161,25	14600888,88	14412504,71	14581879,16	16511244,56	18955009,22

L'interprétation graphique des résultats du bilan (exploitation – investissement) est montrée dans la figure III.3.b.

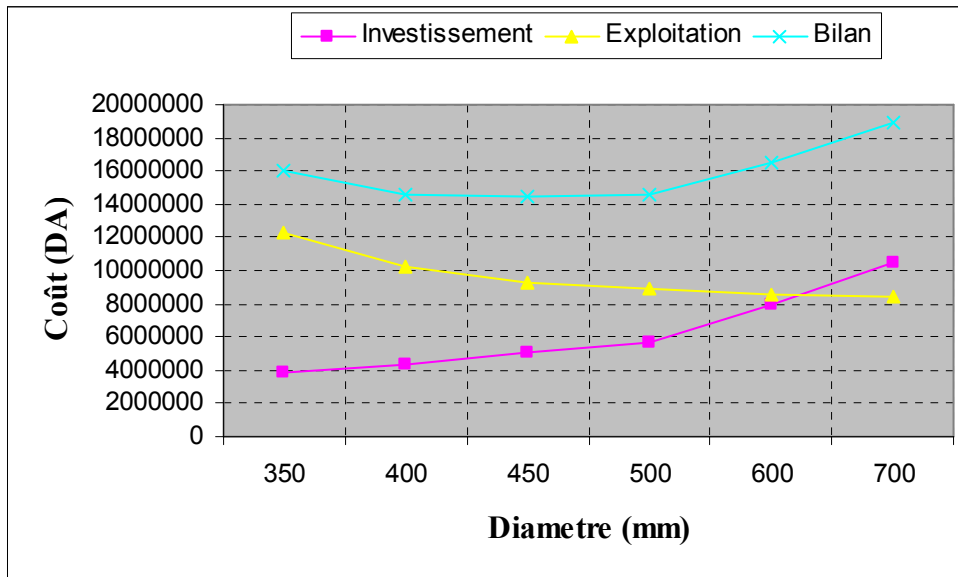


Figure III.3.b: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation

Conclusion

Selon la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation, le bénéfice va au profit du diamètre DN 450 dont la vitesse est de 1,92 m/s.

C- Refoulement : SR N°3- Réservoir tampon projeté

La station de reprise SR N°3 est appelée à refouler l'eau vers le réservoir tampon de Tléta et à alimenter gravitairement la commune de Boudjima dont les besoins journaliers sont estimés à 4963,4 m³/j.

Le débit d'exploitation des stations de reprise SR N°3 est calculé comme suit :

$$Q_{exp,SR3} = \frac{Q_{max,j} - Q_{max,j,Boudjima}}{t * 3600}$$

$Q_{exp,SR3}$: Débit d'exploitation de la SR N°3 (m³/s) ;

$Q_{max,j}$: Débit maximum journalier (m³/j) ; $Q_{max,j} = 21984,3$ m³/j .

$Q_{max,j,Boudjima}$: Débit maximum journalier de la commune de Boudjima (m³/j) ;

t : Durée de fonctionnement de la station par jour, $t = 20$ h.

A.N : $Q_{exp} = \frac{21984,3 - 4963,4}{20 * 3600} \Rightarrow Q_{exp} = 236,40 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s} ;$

Le diamètre économique moyennant la relation (III.3) est tel que :

A.N : $D_{ec} = \sqrt{236,40 * 10^{-3}} \Rightarrow D_{ec} = 0,486 \text{ m}$ donc $D_{ec} = 486 \text{ mm}$

Conclusion :

Le calcul technico-économique du diamètre économique sera pour la gamme de diamètres compris entre 350 et 700 mm

➤ **Calcul des frais d'exploitation**

Les résultats de calcul de la hauteur manométrique totale en fonction du diamètre figurent dans le tableau III.9.a.

Tableau III.9.a : Variation des HMT en fonction du diamètre

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	λ -	ΔH_{lin} (m)	ΔH_{totale} (m)	Hg (m)	HMT (m)
350	3700	236,4	2,46	0,016	73,16	80,48	258	338,48
400	3700	236,4	1,88	0,016	35,01	38,51	258	296,51
450	3700	236,4	1,49	0,016	18,28	20,11	258	278,11
500	3700	236,4	1,20	0,015	10,23	11,25	258	269,25
600	3700	236,4	0,84	0,015	3,75	4,12	258	262,12
700	3700	236,4	0,61	0,014	1,60	1,76	258	259,76

Les dépenses d'exploitation correspondant aux différents diamètres sont présentées dans le tableau III.9.b.

Tableau III.9.b : Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre

Diamètre (mm)	Débit (l/s)	HMT (m)	Puissance (KW)	Prix unitaire moyen (DA)	Consommation Annuelle (KWh)	Dépenses annuelles (DA)
350	236,4	338,48	1121,36	1,07	8185928,088	8758943,05
400	236,4	296,51	982,35	1,07	7171123,753	7673102,42
450	236,4	278,11	921,38	1,07	6726095,687	7196922,38
500	236,4	269,25	892,02	1,07	6511779,619	6967604,19
600	236,4	262,12	868,40	1,07	6339311,076	6783062,85
700	236,4	259,76	860,59	1,07	6282304,426	6722065,74

➤ **Calcul des frais d'investissement**

Les dépenses d'investissement correspondant aux différents diamètres sont présentées dans le tableau III.9.c.

Tableau III.9.c : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre

Diamètre (mm)	Prix du ml (DA)	Longueur (m)	Prix total (DA)	Annuité (DA)	Investissement (DA)
350	13440,00	3700	49728000,00	0,0888	4415846,40
400	15440,00	3700	57128000,00	0,0888	5072966,40
450	17900,00	3700	66230000,00	0,0888	5881224,00
500	20000,00	3700	74000000,00	0,0888	6571200,00
600	28000,00	3700	103600000,00	0,0888	9199680,00
700	37000,00	3700	136900000,00	0,0888	12156720,00

➤ **Bilan des coûts (Exploitation - Investissement)**

Le bilan des coûts de l'exploitation et de l'investissement figure dans le tableau III.9.d.

Tableau III.9.d : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation

DN (mm)	350	400	450	500	600	700
Investis (DA)	4415846,40	5072966,40	5881224,00	6571200,00	9199680,00	12156720,00
Exploit (DA)	8758943,05	7673102,42	7196922,38	6967604,19	6783062,85	6722065,74
TOTAL (DA)	13174789,45	12746068,82	13078146,38	13538804,19	15982742,85	18878785,74

L'interprétation graphique des résultats du bilan (exploitation – investissement) est montrée dans la figure III.3.c.

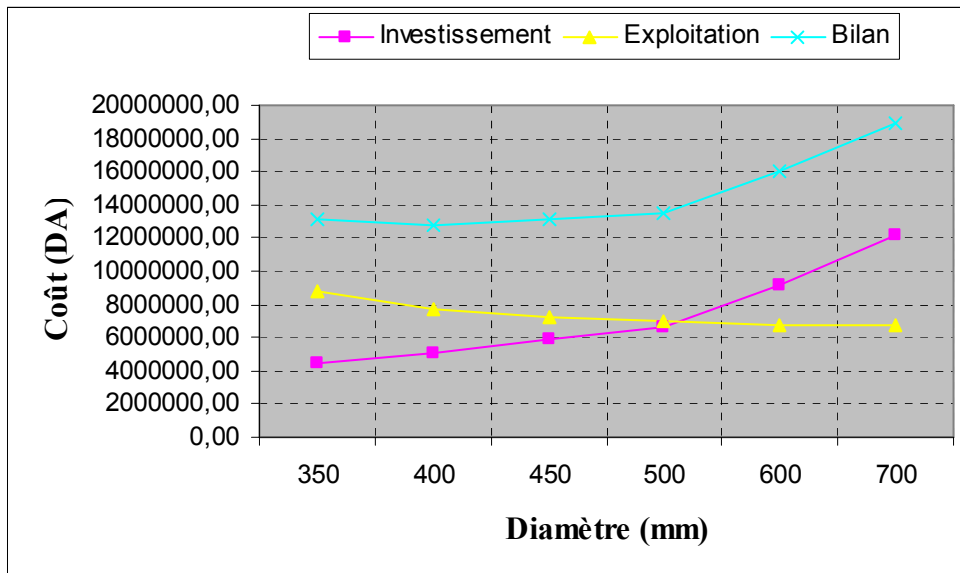


Figure III.3.c: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation

Conclusion

Selon la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation, le bénéfice va au profit du diamètre DN 400 dont la vitesse est de **1,88 m/s**.

III.8. Profil en long du terrain naturel

C'est une représentation graphique, permettant de visualiser le relief du tracé, ainsi que le cheminement de l'adduction. Il nous permet aussi de détecter les points hauts et les points bas au niveau de l'adduction afin de prévoir les accessoires nécessaires (voir les planches N°3, 4, 5 et 6).

Tableau III.10 : Récapitulatif des ventouses et des vidanges

Tronçon	Ventouse	Vidange
SPET – SR N°1	15	15
SR N°1 – SR N°2	23	23
SR N°2 – SR N°3	7	8
SR N°3 – Réservoir tampon	9	9
TOTAL	54	55

Remarque

Les plans des regards types de vidange et des ventouses sont représentés, respectivement, dans les annexes II et III.

Conclusion

L'étude technico-économique de l'adduction nous a permis de récapituler ce qui suit : l'adduction sera composée d'une partie gravitaire de **7 600 m** de longueur et de **500 mm** de diamètre (figure III.4.a) et d'une partie refoulement de **17 700 m** de longueur, constituée de trois stations de reprise. La première conduite de refoulement a une longueur de **10 800 m** et un diamètre de **450 mm** (figure III.4.b), la deuxième a une longueur de **3 200 m** et un diamètre de **450 mm** (figure III.4.c) et la troisième a une longueur de **3700 m** et un diamètre de **400 mm** (figure III.4.d).

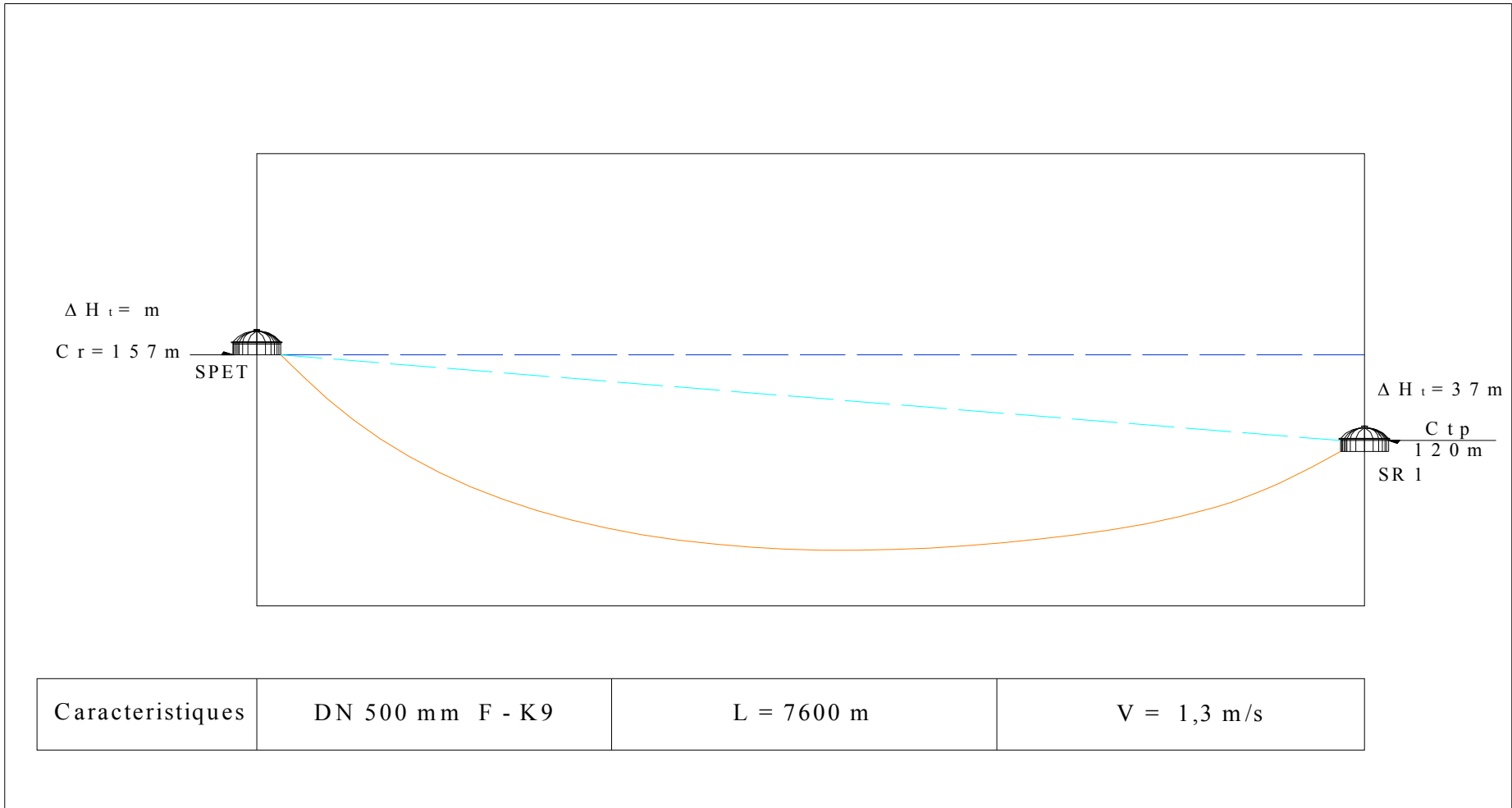


Figure III.4.a : Schéma hydraulique du tronçon : SPET de Taksebt – Réservoir SR1

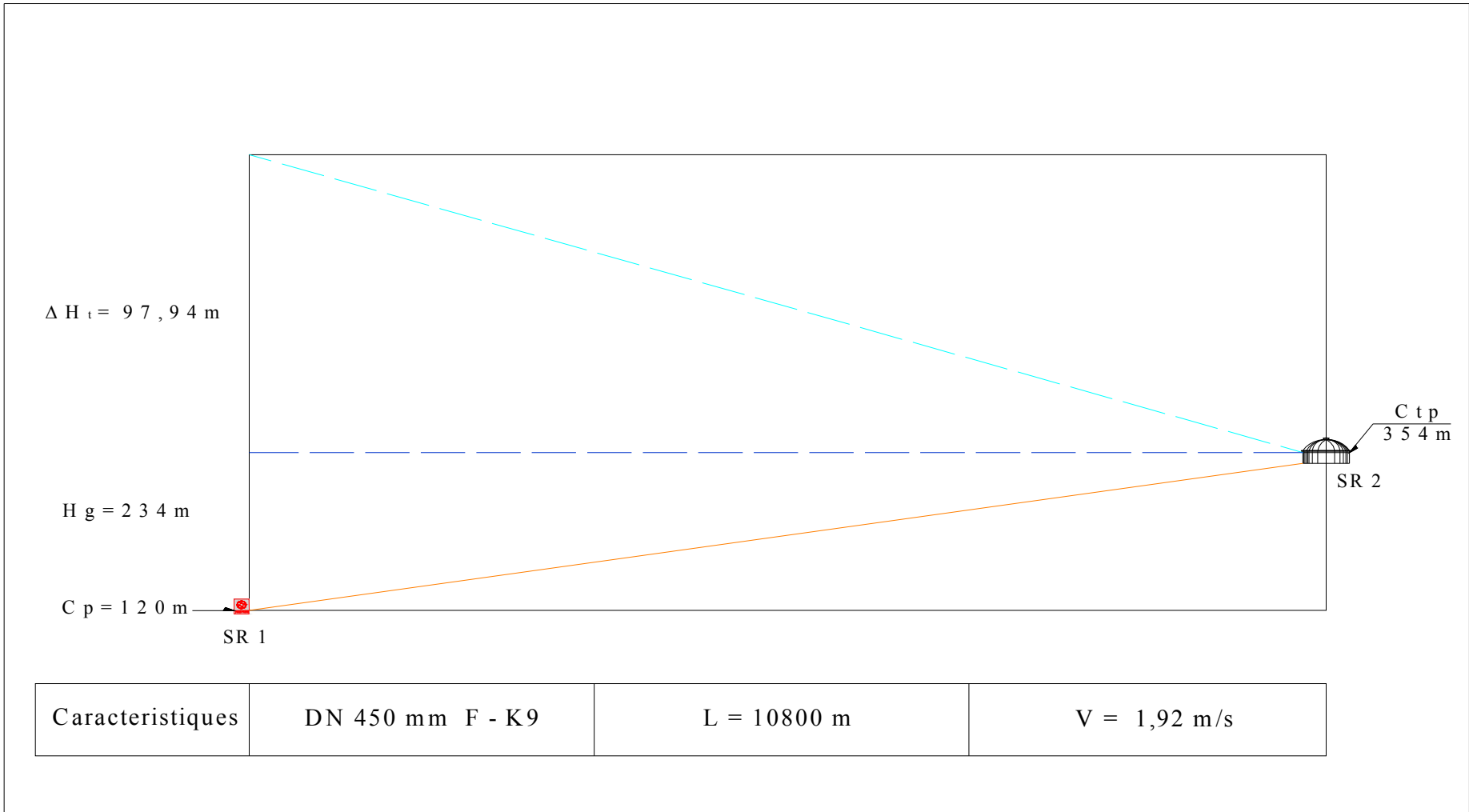


Figure III.4.b : Schéma hydraulique du tronçon : SR1 – Réservoir SR2

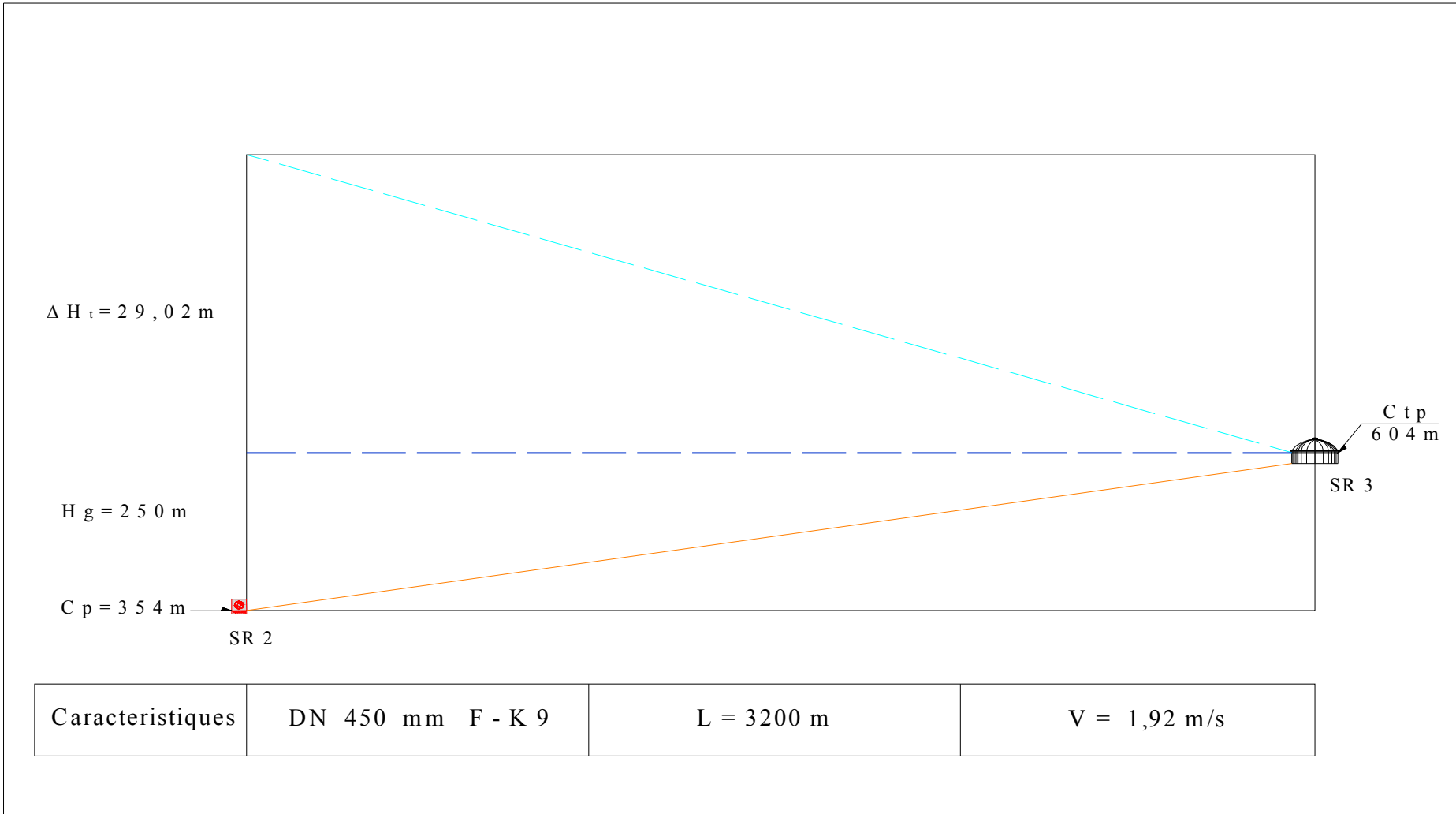


Figure III.4.c : Schéma hydraulique du tronçon : SR2 – Réservoir SR3

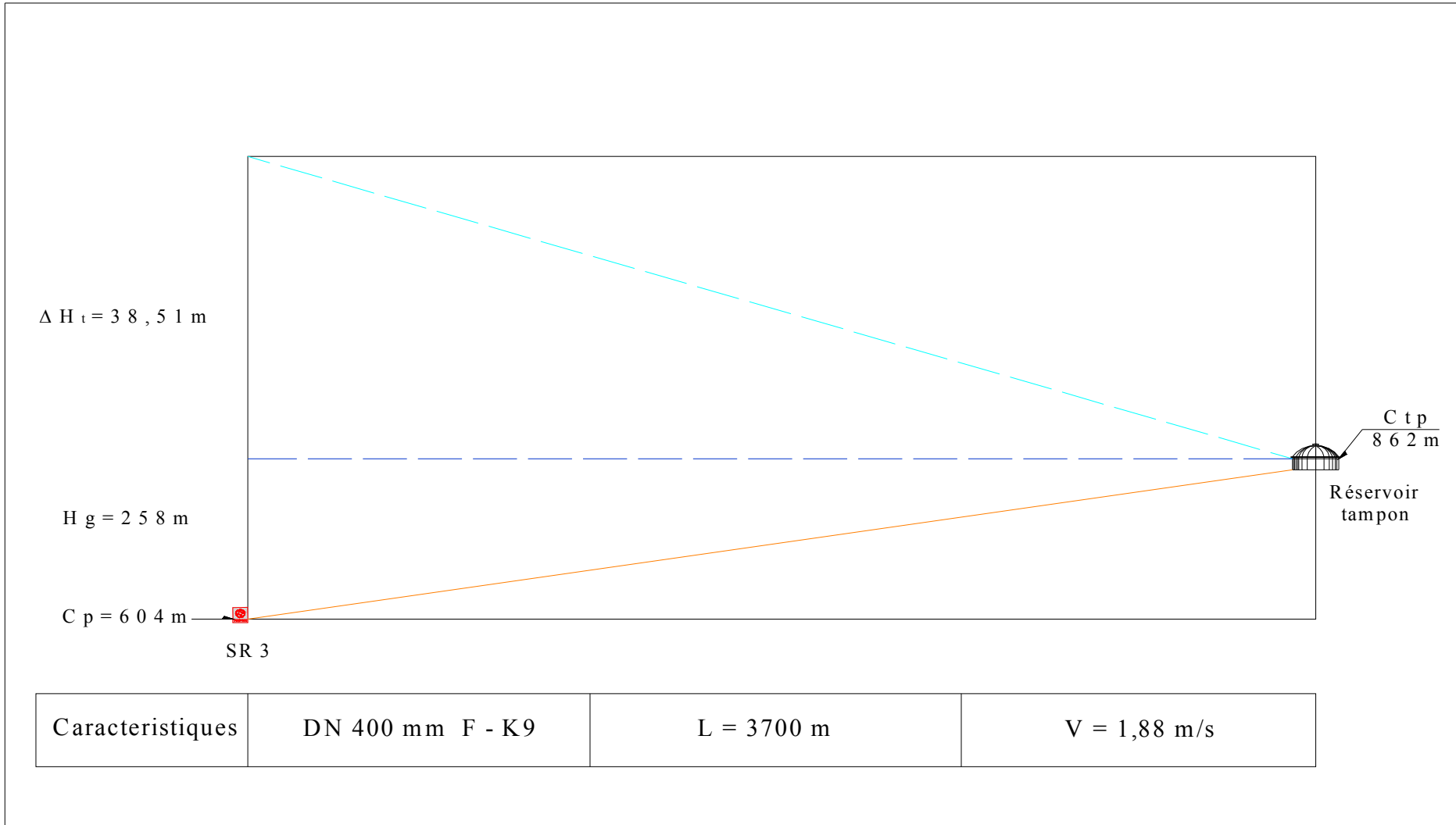


Figure III.4.d : Schéma hydraulique du tronçon : SR3 – Réservoir Tampon

Chapitre IV

Etude des réservoirs du système d'adduction

Introduction

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

IV.1. Fonctions des réservoirs [5]

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

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

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

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

IV.2. Prescriptions sanitaires [5]

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

- ✓ Les ouvrages de stockage doivent être conçus et exploités de manière à éviter une stagnation prolongée de l'eau d'alimentation.
- ✓ Les réservoirs doivent être protégés contre toute pollution externe et contre les élévations importantes de température.
- ✓ Ils doivent être faciles d'accès et leur installation doit permettre de vérifier en tout temps leur étanchéité.
- ✓ Ils doivent être munis d'un dispositif permettant une prise d'échantillon d'eau à l'amont et à l'aval immédiats du réservoir.
- ✓ L'ensemble des matériaux constituant les réservoirs ne doit ni se désagréger ni communiquer à l'eau des saveurs ou des odeurs désagréables.

- ✓ Après chaque intervention susceptible de contaminer l'eau contenue dans les réservoirs et, de toute façon au moins une fois par an, les réservoirs sont vidés, nettoyés et désinfectés.
- ✓ En plus des prescriptions citées ci-avant, les réservoirs à surface libre doivent être fermés par un dispositif amovible à joints étanches.
- ✓ Les orifices de ventilation sont protégés contre l'entrée des insectes et des petits animaux par un dispositif approprié (treillage métallique inoxydable à mailles d'un millimètre au maximum).

IV.3. Classification des réservoirs

- ✓ Les réservoirs, pour accomplir convenablement les fonctions auxquelles ils sont conçus, peuvent occuper les différentes dispositions suivantes :
 - Enterrés;
 - Semi-enterrés;
 - Sur sol;
 - Sur tour (château d'eau).
- ✓ Selon leur capacité, les réservoirs peuvent prendre la forme :
 - **Rectangulaire ou carrée**: elles sont utilisées surtout pour les capacités importantes. Dans ce cas, le compartimentage sera facilement réalisé pour assurer la continuité de la distribution. Ils seront exécutés en béton armé ou précontraint, chaque compartiment doit avoir la même tuyauterie que pour un réservoir unique.
 - **Circulaire**: elle est préférée pour les réservoirs de faibles capacités. La position de la tuyauterie et la même que pour les réservoirs rectangulaire. Ils sont fait soit en béton armé ou en précontraint.

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

❖ Dans notre cas, les réservoirs à dimensionner sont des réservoirs de transit au niveau des stations de pompage, ce type de cuve prend généralement, la forme circulaire. Comme nous avons à dimensionner un réservoir de tête.

IV.4. Emplacement des réservoirs

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

Dans notre cas :

- les réservoirs de transit de la station de reprise N°1 et de la station de reprise N°2 doivent être implantés d'une manière à mettre les pompes en charge et à avoir des travaux de terrassement les plus réduits pour le calage des pompes.
- le réservoir de la station de reprise N° 3 est à la fois de transit et d'accumulation, il doit être implanté d'une manière à mettre les pompes en charge, à avoir des travaux de terrassement les plus réduits pour le calage des pompes et à desservir gravitairement les réservoirs de la commune de BOUDJIMA.
- le réservoir de tête de Tléta doit être implanté à une côte permettant l'alimentation gravitaire des réservoirs des six localités restantes à savoir TIGZIRT, IFLISSEN, AZEFFOUN, AIT CHAFAA, ZEKRI et AKERROU.

IV.5. Calcul des capacités des réservoirs

Nous rappelons que le débit à véhiculer par le système d'adduction est de **21984,3 m³/j**. Ce débit est refoulé successivement par trois stations de reprise pour atteindre le réservoir tampon projeté sur une crête dominant à Tléta.

Les stations de reprise sont équipées pour un régime de fonctionnement de 20h/24 et ce pour éviter le coup élevé de l'énergie durant les heures de pointe.

IV.5.1. Réservoirs transit

a) Station de reprise N°1

La station de reprise N°1 sera dotée d'un réservoir de transit qui reçoit l'eau venant gravitairement de la station de traitement du barrage de Taksebt, avant d'être refoulée vers le réservoir de transit de la station de reprise N°2.

La capacité de ce réservoir est calculée pour le stockage de l'eau pendant les quatre heures de l'arrêt de la station de reprise N°1 et sa restitution progressive pendant les vingt heures de son fonctionnement.

Le régime de travail de la station de reprise N°1 est tel que le montre la figure IV.1.

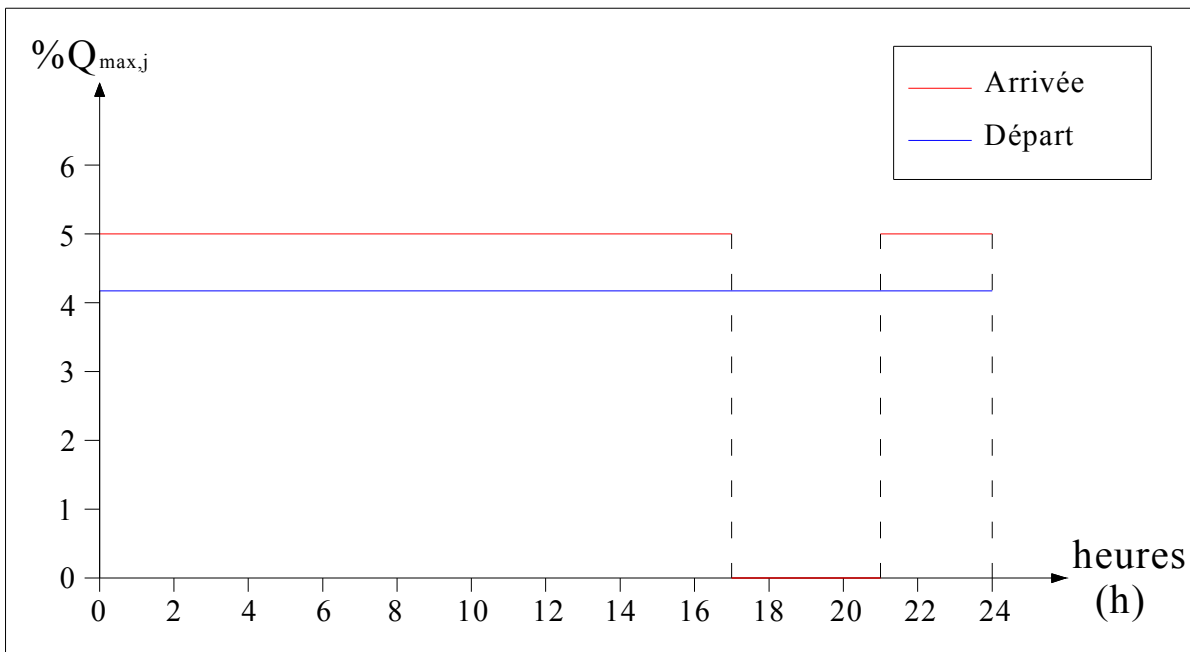


Figure IV.1: Régime de travail de la station de reprise N°1

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

La capacité totale du réservoir est telle que :

$$V_t = V_r + V_{inc} \quad (IV.1)$$

V_t : capacité totale du réservoir de transit (m³) ;

V_{inc} : volume d'incendie estimé pour 2 heures avec un débit de **60 m³/h** (C'est un volume minimum) ;

V_r : capacité résiduelle (m³),

Le volume résiduel du réservoir est estimé par la formule :

$$V_r = \frac{a * Q_{max,j}}{100} \quad (IV.2)$$

a: fraction horaire du débit maximum journalier transitant par le réservoir (%),

$Q_{max,j}$: débit maximum journalier (m³/j).

Tableau IV.1: Evaluation du volume résiduel du réservoir de la station de reprise N°1

Heure	Arrivée à la SRI	Refoulement de la SRI	Surplus	Déficit	Cumul
	%	%	%	%	%
0-1	4,17	5	--	0,83	13,36
1-2	4,17	5	--	0,83	12,53
2-3	4,17	5	--	0,83	11,70
3-4	4,17	5	--	0,83	10,87
4-5	4,17	5	--	0,83	10,04
5-6	4,17	5	--	0,83	9,21
6-7	4,17	5	--	0,83	8,38
7-8	4,17	5	--	0,83	7,55
8-9	4,17	5	--	0,83	6,72
9-10	4,17	5	--	0,83	5,89
10-11	4,17	5	--	0,83	5,06
11-12	4,17	5	--	0,83	4,23
12-13	4,17	5	--	0,83	3,40
13-14	4,17	5	--	0,85	2,55
14-15	4,17	5	--	0,85	1,70
15-16	4,17	5	--	0,85	0,85
16-17	4,17	5	--	0,85	0,00
17-18	4,17	0	4,17	--	4,17
18-19	4,17	0	4,17	--	8,34
19-20	4,17	0	4,17	--	12,51
20-21	4,17	0	4,17	--	16,68
21-22	4,17	5	--	0,83	15,85
22-23	4,17	5	--	0,83	15,02
23-24	4,17	5	--	0,83	14,19
Total	100%	100%	16,68%	16,68%	--

- Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{16,68 * 21984,3}{100} \Rightarrow V_r = 3667 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera : $V_t = 3667 + 7 * 120 \Rightarrow V_t = 4507 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée sera : $V_n = 5000 \text{ m}^3$.

On opte pour deux réservoirs jumelés de capacité de **2500 m³** chacun.

➤ **Dimensions du réservoir**

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

- Le diamètre D de la cuve

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * V_n}{\pi * h}} \quad (\text{IV.3})$$

V_n : capacité normalisée du réservoir (m³) ;

S : section du réservoir (m²) ;

D : diamètre de la cuve (m) ;

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

On pose: h = 6 m.

AN: $D = \sqrt{\frac{4 * 2500}{3,14 * 6}} \Rightarrow D = 23,04 \text{ m}$, on prend : **D = 24 m**

- Réévaluation de la hauteur d'eau h :

$$h = \frac{4 * V_n}{\pi * D^2} \quad (\text{IV.4})$$

AN: $h = \frac{4 * 2500}{3,14 * 24^2} \Rightarrow \mathbf{h = 5,53 \text{ m}}$

- La section de la cuve :

$$S = \frac{V_n}{h} \quad (\text{IV.5})$$

AN: $S = \frac{2500}{5,53} \Rightarrow \mathbf{S = 452,08 \text{ m}^2}$

- La hauteur totale du réservoir

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

$$H = h + R \quad (\text{IV.6})$$

H : hauteur totale du réservoir (m) ;

R : revanche (m),

On prend: R = 0,47 m

AN: $H = 5,53 + 0,47 \Rightarrow \mathbf{H = 6 \text{ m}}$

- La hauteur de la réserve d'incendie :

Les réservoirs étant jumelés, la réserve d'incendie est alors divisée par deux :

A.N : $V_{inc} = \frac{840}{2} \Rightarrow V_{inc} = 420 \text{ m}^3$.

On calcule la hauteur de la réserve d'incendie par la formule :

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} \quad (\text{IV.7})$$

h_{inc} : hauteur de la réserve d'incendie (m) ;

AN : $h_{inc} = \frac{420}{452,08} \Rightarrow \mathbf{h_{inc} = 0,93 \text{ m}}$

b) Station de reprise N°2

La station de reprise N°2 sera dotée d'un réservoir de transit qui reçoit l'eau venant par refoulement de la station de reprise N°1 avant d'être refoulée vers le réservoir de transit de la station de reprise N°3.

➤ Estimation de la capacité totale du réservoir

La capacité du réservoir de transit de la SR N°2 devra être déterminée de telle façon à assurer la continuité du fonctionnement de cette station en cas d'arrêt de la SR N°1.

La capacité totale du réservoir sera : $V_t = V_r + V_{inc} \quad (\text{m}^3)$

- Le volume résiduel V_r :

À l'arrêt de la station de reprise N°1, le réservoir de transit de la SR N°2 commence à se vider.

$$V_r = \frac{Q_0 * T}{2} \quad (\text{m}^3)$$

Q_0 : débit transitant par le réservoir (m^3/h) ;

T : temps de vidange du réservoir de transit (h).

On calcule le volume résiduel V_r du réservoir pour un temps de vidange $T = 2$ h sachant que : $Q_0 = 1099,22 \text{ m}^3/\text{h}$.

$$\text{A.N : } V_r = \frac{1099,22 * 2}{2} \Rightarrow V_r = 1099,22 \text{ m}^3$$

- Le volume d'incendie V_{inc} :

Le nombre de localités à alimenter étant de sept (07) alors le volume d'incendie sera:

$$\text{A.N : } V_{inc} = 7 * 120 \Rightarrow V_{inc} = 840 \text{ m}^3$$

- La capacité totale sera : $V_t = 1099,22 + 840 \Rightarrow V_t = 1939,22 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée sera : $V_n = 2000 \text{ m}^3$

➤ Dimensions du réservoir

- Le diamètre D de la cuve

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule (IV.3)

On prend: $h = 6$ m

$$\text{AN: } D = \sqrt{\frac{4 * 2000}{3,14 * 6}} \Rightarrow D = 20,6 \text{ m, on prend : } \mathbf{D = 22 \text{ m}}$$

- Révaluation de la hauteur d'eau h :

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule (IV.4)

$$\text{AN: } h = \frac{4 * 2000}{3,14 * 22^2} \Rightarrow \mathbf{h = 5,26 \text{ m}}$$

- La section de la cuve :

On calcule la section de la cuve moyennant la formule (IV.5)

$$\text{AN: } S = \frac{2000}{5,26} \Rightarrow \mathbf{S = 380,23 \text{ m}^2}$$

- La hauteur totale H du réservoir

On calcule la hauteur du réservoir moyennant la formule (IV.6)

On prend: $R = 0,32$ m

$$\text{AN: } H = 5,26 + 0,74 \Rightarrow \mathbf{H = 6 \text{ m}}$$

- La hauteur de la réserve d'incendie :

On calcule la hauteur de la réserve d'incendie moyennant la formule (IV.7)

$$\text{AN : } h_{inc} = \frac{840}{380,23} \Rightarrow \mathbf{h_{inc} = 2,21 \text{ m}}$$

c) Station de reprise N°3

La station de reprise N°3 sera dotée d'un réservoir de transit qui reçoit l'eau venant par refoulement de la station de reprise N°2 avant d'alimenter gravitairement la commune de BOUDJIMA et de refouler le reste du débit vers le réservoir de Tléta.

Le régime de travail de la station de reprise N°1 est tel que le montre la figure IV.2.

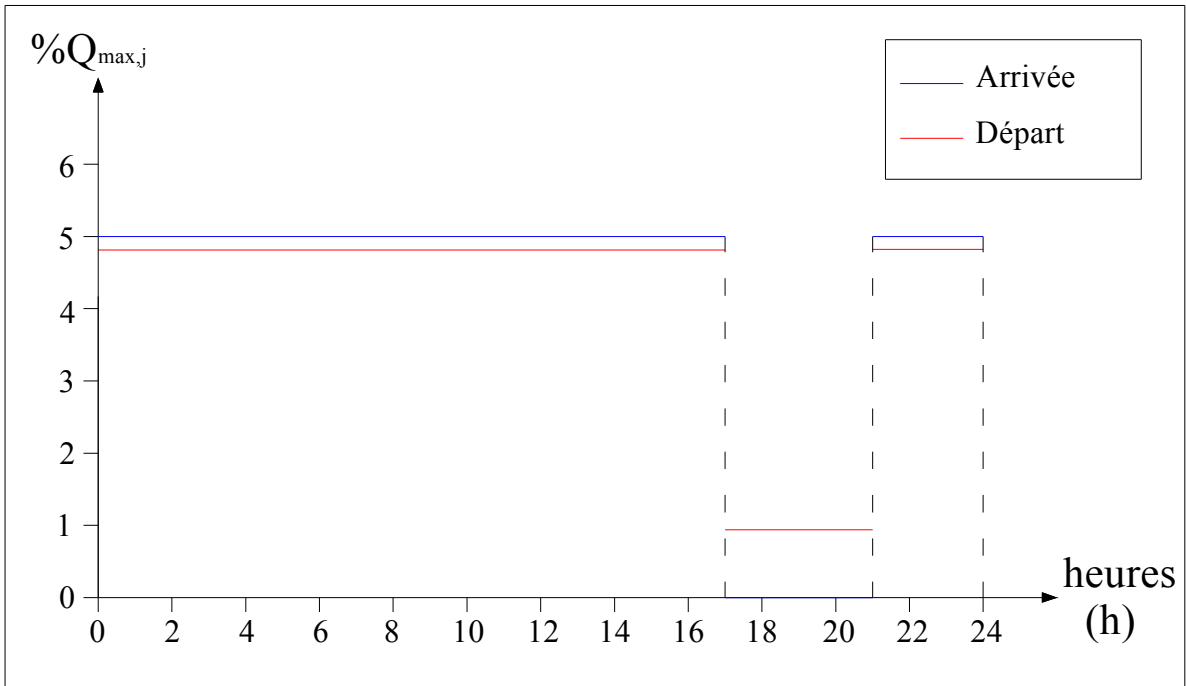


Figure IV.2: Régime de travail de la station de reprise N°3

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

Tableau IV.2: Evaluation du volume résiduel du réservoir de la station de reprise N°3

Heure	Arrivée à la SR3	Départ vers le réservoir de tête	Départ vers Boudjima	Départ de la SR3	Surplus	Déficit	Cumul
	%	%	%	%	%	%	%
0-1	5	3,87	0,94	4,81	0,19	--	0,76
1-2	5	3,87	0,94	4,81	0,19	--	0,95
2-3	5	3,87	0,94	4,81	0,19	--	1,14
3-4	5	3,87	0,94	4,81	0,19	--	1,33
4-5	5	3,87	0,94	4,81	0,19	--	1,52
5-6	5	3,87	0,94	4,81	0,19	--	1,71
6-7	5	3,87	0,94	4,81	0,19	--	1,9
7-8	5	3,87	0,94	4,81	0,19	--	2,09
8-9	5	3,87	0,94	4,81	0,19	--	2,28
9-10	5	3,87	0,94	4,81	0,19	--	2,47
10-11	5	3,87	0,94	4,81	0,19	--	2,66
11-12	5	3,87	0,94	4,81	0,19	--	2,85
12-13	5	3,87	0,94	4,81	0,19	--	3,04
13-14	5	3,87	0,95	4,82	0,18	--	3,22
14-15	5	3,87	0,95	4,82	0,18	--	3,40
15-16	5	3,87	0,95	4,82	0,18	--	3,58
16-17	5	3,87	0,95	4,82	0,18	--	3,76
17-18	0	0	0,94	0,94	--	0,94	2,82
18-19	0	0	0,94	0,94	--	0,94	1,88
19-20	0	0	0,94	0,94	--	0,94	0,94
20-21	0	0	0,94	0,94	--	0,94	0,00
21-22	5	3,87	0,94	4,81	0,19	--	0,19
22-23	5	3,87	0,94	4,81	0,19	--	0,38
23-24	5	3,87	0,94	4,81	0,19	--	0,57
Total	100%	77,4%	22,6%	100%	3,76%	3,76%	--

- Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{3,76 * 21984,3}{100} \Rightarrow V_r = 827 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera : $V_t = 827 + 840 \Rightarrow V_t = 1667 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée sera : $V_n = 2000 \text{ m}^3$.

➤ **Dimensions du réservoir**

- Le diamètre D de la cuve

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule (IV.3)

On prend: h = 6 m

$$\text{AN: } D = \sqrt{\frac{4 * 2000}{3,14 * 6}} \Rightarrow D = 20,6 \text{ m, on prend : } \mathbf{D = 22 \text{ m}}$$

- Réévaluation de la hauteur d'eau h :

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule (IV.4)

$$\text{AN: } h = \frac{4 * 2000}{3,14 * 22^2} \Rightarrow h = 5,26 \text{ m}$$

- La section de la cuve :

On calcule la section de la cuve moyennant la formule (IV.5)

$$\text{AN: } S = \frac{2000}{5,26} \Rightarrow S = 380,23 \text{ m}^2$$

- La hauteur totale H du réservoir

On calcule la hauteur du réservoir moyennant la formule (IV.6)

On prend: R = 0,32 m

$$\text{AN: } H = 5,26 + 0,74 \Rightarrow H = 6 \text{ m}$$

- La hauteur de la réserve d'incendie :

On calcule la hauteur de la réserve d'incendie moyennant la formule (IV.7)

$$\text{AN: } h_{inc} = \frac{840}{380,23} \Rightarrow h_{inc} = 2,21 \text{ m}$$

IV.5.2. Réservoir de Tléta

Le réservoir de tête de Tléta, reçoit l'eau refoulée par la station de reprise N°3 et assurera gravitairement l'alimentation en eau potable de six localités à savoir TIGZIRT, IFLISSEN, AZEFFOUN, AIT CHAFAA, ZEKRI et AKERROU.

La capacité de ce réservoir est calculée pour le stockage de l'eau pendant les vingt heures de fonctionnement de la station de reprise N° 3 (remplissage) et sa restitution progressive pendant les quatre heures de son arrêt (vidange directe).

Le régime de travail du réservoir de tête est tel que le montre la figure IV.3.

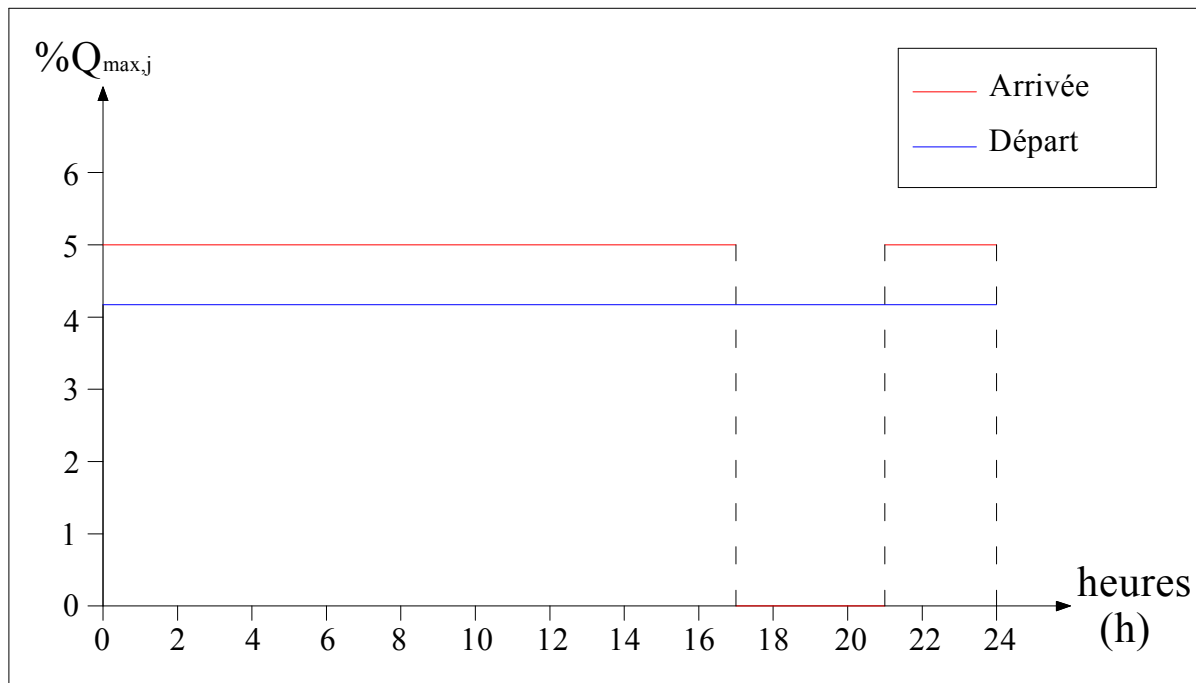


Figure IV.3: Régime de travail du réservoir de Tléta

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

Tableau IV.3: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Tléta

Heure	Arrivée au réservoir de tête	Départ du réservoir de tête	Surplus	Déficit	Cumul
	%	%	%	%	%
0-1	5	4,17	0,83	--	3,32
1-2	5	4,17	0,83	--	4,15
2-3	5	4,17	0,83	--	4,98
3-4	5	4,17	0,83	--	5,81
4-5	5	4,17	0,83	--	6,64
5-6	5	4,17	0,83	--	7,47
6-7	5	4,17	0,83	--	8,3
7-8	5	4,17	0,83	--	9,13
8-9	5	4,17	0,83	--	9,96
9-10	5	4,17	0,83	--	10,79
10-11	5	4,17	0,83	--	11,62
11-12	5	4,17	0,83	--	12,45
12-13	5	4,17	0,83	--	13,28
13-14	5	4,17	0,85	--	14,13
14-15	5	4,17	0,85	--	14,98
15-16	5	4,17	0,85	--	15,83
16-17	5	4,17	0,85	--	16,68
17-18	0	4,17	--	4,17	12,51
18-19	0	4,17	--	4,17	8,34
19-20	0	4,17	--	4,17	4,17
20-21	0	4,17	--	4,17	0,00
21-22	5	4,17	0,83	--	0,83
22-23	5	4,17	0,83	--	1,66
23-24	5	4,17	0,83	--	2,49
Total	100%	100%	16,68%	16,68%	--

Le débit Q_{Rt} arrivant à ce réservoir est tel que : $Q_{Rt} = Q_{max,j} - Q_{max,j,Boudjima}$

A.N : $Q_{Rt} = 21984,3 - 4963,4 \Rightarrow Q_t = 17020,9 \text{ m}^3/\text{j}$.

- Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{16,68 * 17020,9}{100} \Rightarrow V_r = 2840 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera : $V_t = 2840 + 720 \Rightarrow V_t = 3560 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée sera : $V_n = 4000 \text{ m}^3$.

On opte pour deux réservoirs jumelés de capacité de 2000 m^3 chacun.

➤ **Dimensions du réservoir**

- Le diamètre D de la cuve

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule (IV.3)

On prend: $h = 6 \text{ m}$

AN: $D = \sqrt{\frac{4 * 2000}{3,14 * 6}} \Rightarrow D = 20,6 \text{ m}$, on prend : **D = 22 m**

- Réévaluation de la hauteur d'eau h :

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule (IV.4)

$$\text{AN: } h = \frac{4 * 2000}{3,14 * 22^2} \Rightarrow \mathbf{h = 5,26 \text{ m}}$$

- La section de la cuve :

On calcule la section de la cuve moyennant la formule (IV.5)

$$\text{AN: } S = \frac{2000}{5,26} \Rightarrow \mathbf{S = 380,23 \text{ m}^2}$$

- La hauteur totale H du réservoir

On calcule la hauteur du réservoir moyennant la formule (IV.6)

On prend: R = 0,32 m

$$\text{AN: } H = 5,26 + 0,74 \Rightarrow \mathbf{H = 6 \text{ m}}$$

- La hauteur de la réserve d'incendie :

Les réservoirs étant jumelés, la réserve d'incendie est alors divisée par deux :

$$\text{A.N : } V_{inc} = \frac{720}{2} \Rightarrow V_{inc} = 360 \text{ m}^3 .$$

On calcule la hauteur de la réserve d'incendie moyennant la formule (IV.7)

$$\text{AN : } h_{inc} = \frac{360}{380,23} \Rightarrow \mathbf{h_{inc} = 0,95 \text{ m}}$$

Tableau IV.4: Récapitulatif des caractéristiques des réservoirs

Réservoir	type	capacité	H	h	h _{inc}	D
		(m ³)	(m)	(m)	(m)	(m)
SR N°1	jumelés	2*2500	6	5,53	0,93	24
SR N°2	simple	2000	6	5,26	2,21	22
SR N°3	simple	2000	6	5,26	2,21	22
Tléta	jumelés	2*2000	6	5,26	0,95	22

IV.6. Equipements des réservoirs [4]

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

- ✓ D'une conduite d'arrivée ;
- ✓ D'une conduite de départ ;
- ✓ D'une conduite de vidange ;
- ✓ D'une conduite de trop plein ;
- ✓ D'un système de matérialisation de la réserve d'incendie ;
- ✓ D'une conduite by-pass.

Toutes ces conduites doivent normalement transiter par une chambre appelée chambre de manœuvre (figure IV.4).

IV.7. Matérialisation de la réserve d'incendie [4]

C'est une disposition spéciale de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement une fois le niveau de la réserve d'incendie est atteint. Nous distinguons le système à deux prises et le système à évent.

IV.7.1. Système à deux prises

Deux conduites sortent du réservoir, l'une prend son départ juste au niveau de la réserve d'incendie l'autre au fond de la réserve d'incendie et elle est munie d'un robinet vanne. A l'aide d'un té, ces conduites se rencontrent dans la chambre de manœuvre.

Quand le niveau d'eau dans la cuve atteint le niveau de la consigne d'incendie, l'alimentation cesse de se faire et la réserve d'incendie reste intacte. Le robinet vanne cité ci-dessus est responsable de la préservation de la réserve d'incendie.

La réserve d'incendie n'est pas convenablement renouvelée, la stagnation de l'eau conduit à sa dégradation et aux dépôts dans le réservoir.

IV.7.2. Système à siphon

Une seule conduite sort de la cuve et prend son départ au fond de la réserve d'incendie. Arrivant dans la chambre de manœuvre, cette conduite comporte un siphon muni d'un évent et de trois robinets vanne.

Le premier est placé avant le siphon, le deuxième à sa sortie et le troisième sur le tronçon de conduite entre les deux bouts du siphon.

Quand le niveau d'eau dans le réservoir atteint le niveau de la consigne d'incendie, le système se désamorce grâce à l'évent tout en laissant le premier et le deuxième robinet ouverts.

Le premier et le troisième robinet vanne sont responsables de la préservation de la réserve d'incendie.

➤ Conclusion: Dans notre cas, on opte pour le système à deux prises pour les réservoirs jumelés (voir planche N° 8) et le système à évent pour les réservoirs simples.

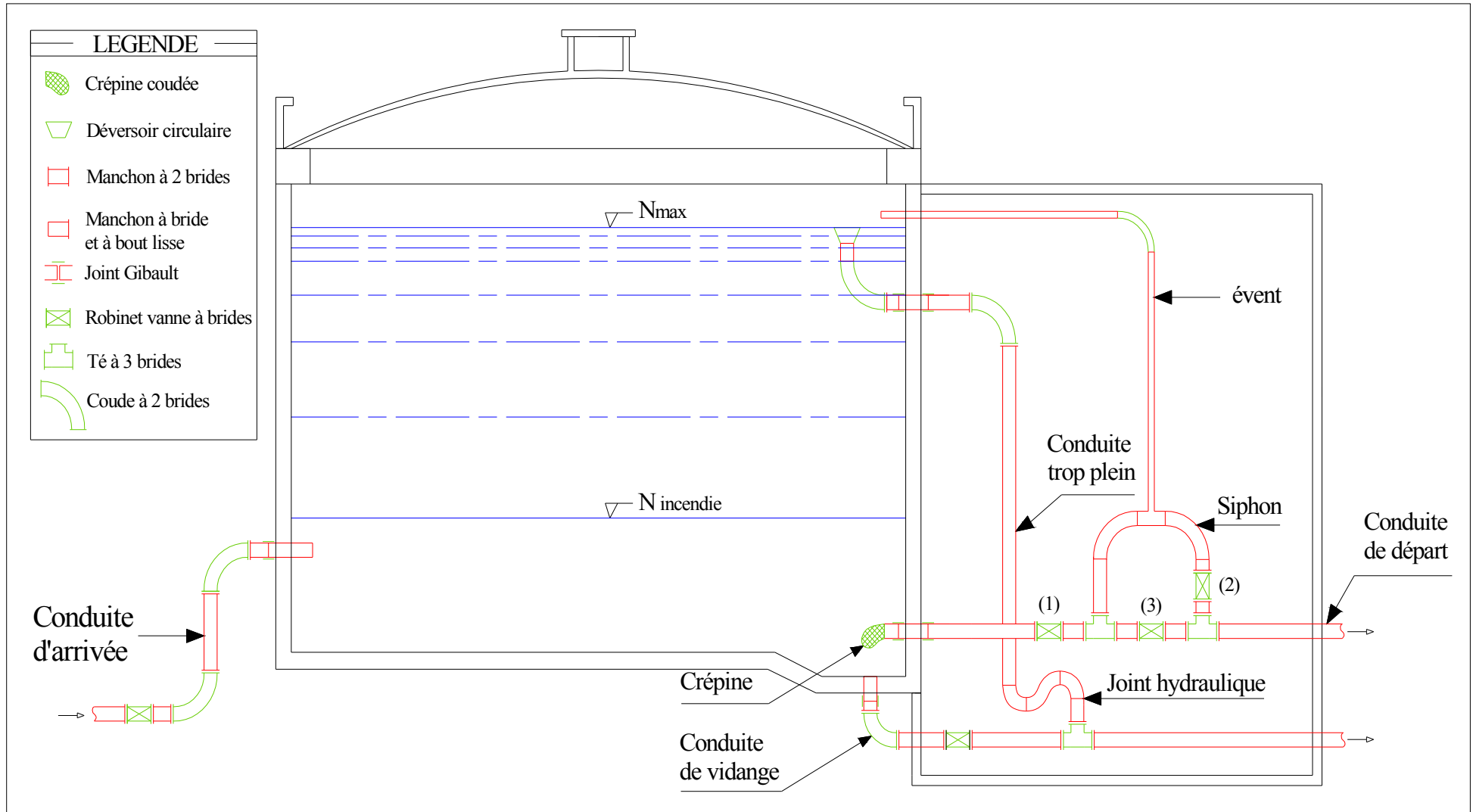


Figure IV.4: Equipements des réservoirs

IV.8. Traversée des conduites dans les parois de la cuve [4]

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 IV.5).

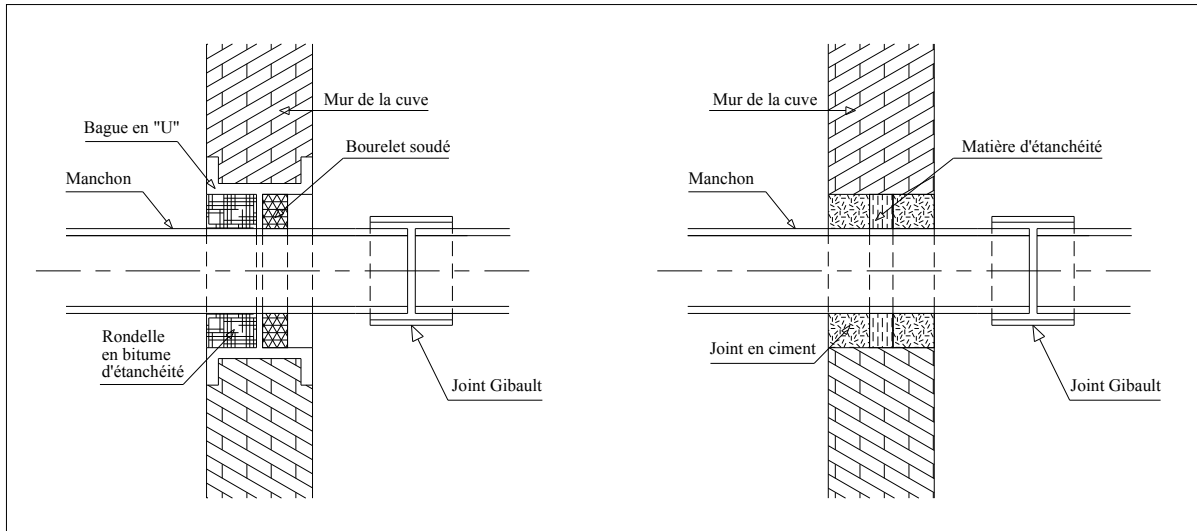


Figure IV.5: Traversée des conduites (manchon à bout lisse)

➤ **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 IV.6).

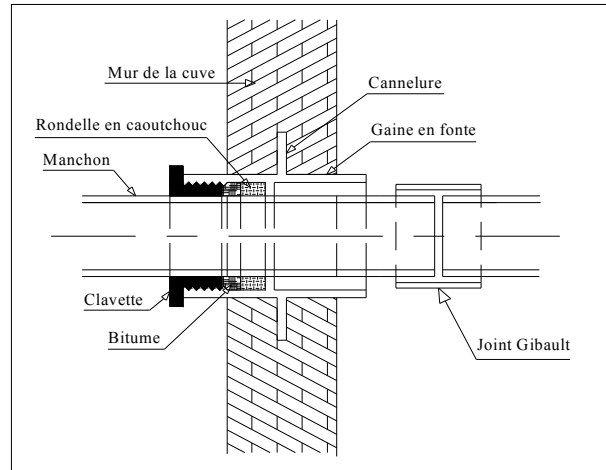


Figure IV.6: Traversée des conduites (Gaine en fonte)

Conclusion

Sur la longueur de notre système d'adduction, on a projeté six réservoirs répartis comme suit :

- Au niveau de la SR N°1 : deux réservoirs circulaires jumelés de capacité $2 \times 2500 \text{ m}^3$.
- Au niveau de la SR N°2 : un réservoir circulaire de capacité 2000 m^3 .
- Au niveau de la SR N°3 : un réservoir circulaire de capacité 2000 m^3 .
- Réservoir de tête : deux réservoirs circulaires jumelés de capacité $2 \times 2000 \text{ m}^3$.

Chapitre V

Etude du pompage

Introduction

L'ingénierie de l'homme et la difficulté de transporter de l'eau d'un niveau bas à un niveau haut l'ont incité à créer une machine qui transforme l'énergie électrique en énergie hydraulique qui est la pompe. Or le transfert de volumes importants d'eau implique la réalisation de station de pompage qui abrite plus d'une pompe.

V.1. 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.

On opte pour les pompes Allemandes (pompes à hautes pressions) de marque KSB qui sont fabriquées en série.

En plus de ses avantages technique et mécanique (figure V.1.b), ce type de pompe nous assure le débit et la hauteur manométrique totale appelés avec une vitesse de rotation élevée à savoir $n = 2900$ tr/min (figure V.1.a).

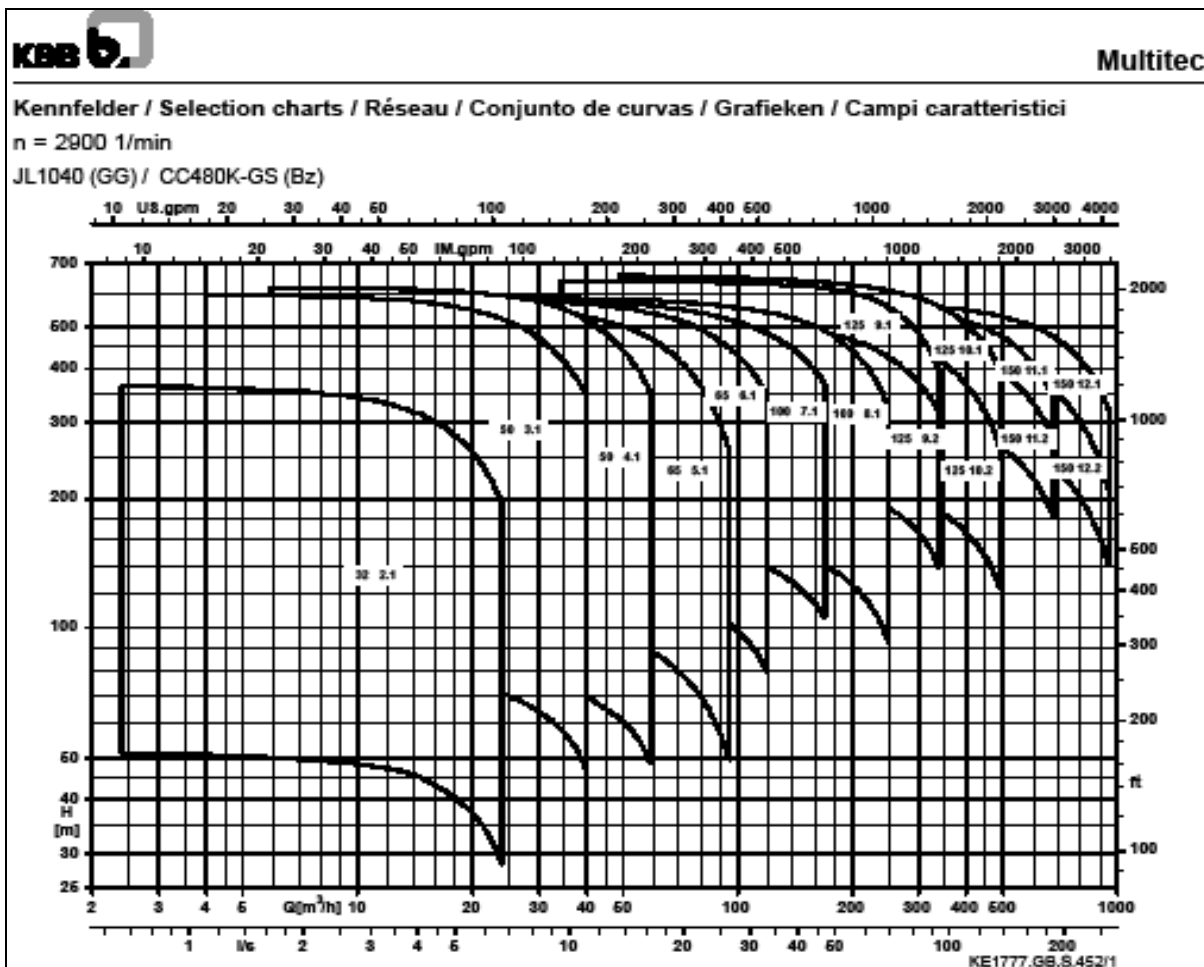


Figure V.1.a: Réseau des types de pompe KSB Multitec

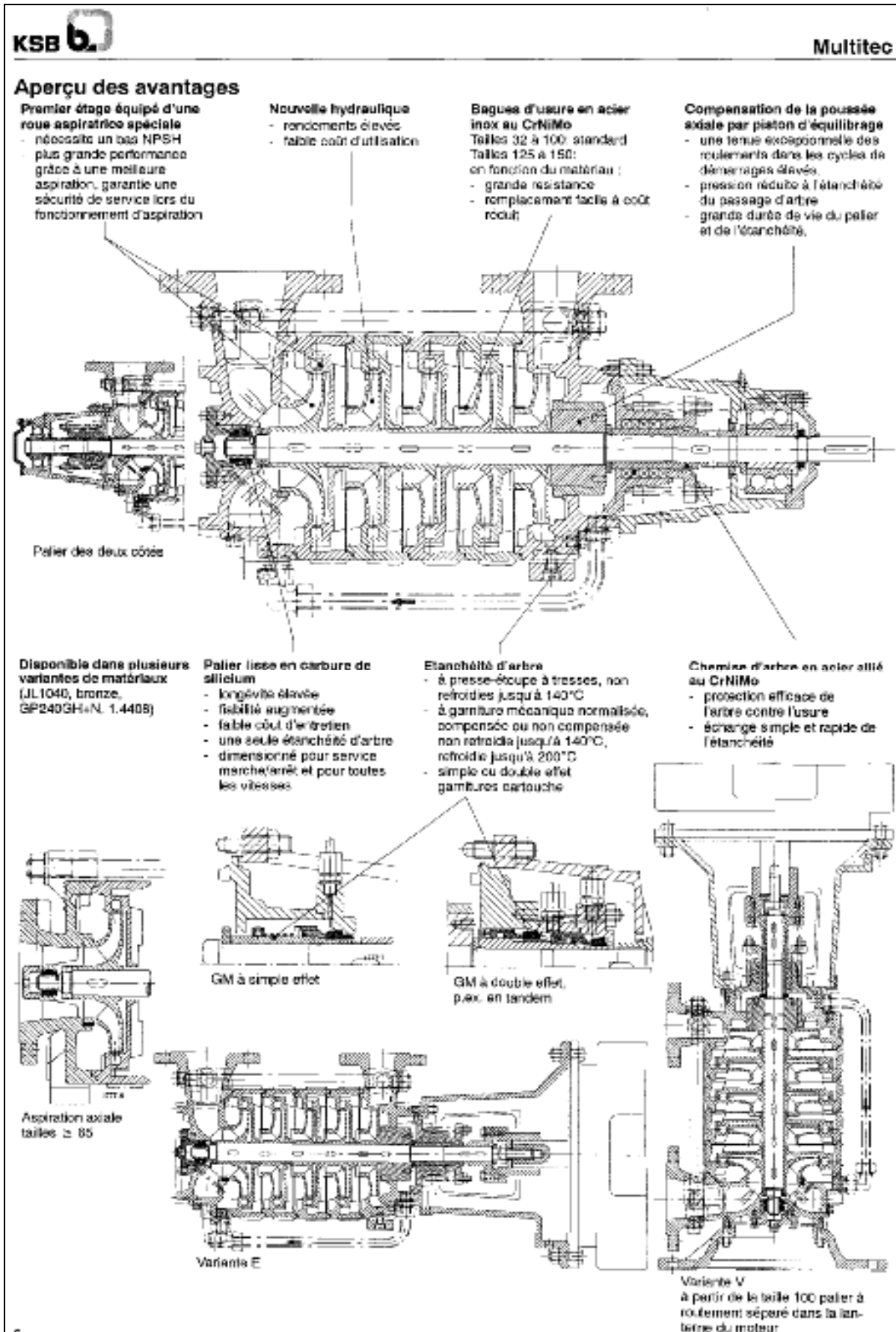


Figure V.1.b : Aperçu des avantages des pompes KSB type Multitec (catalogue KSB).

V.2. 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.3. 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.3.1. Refoulement : SR 1 - Réservoir SR 2

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

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

n	Q appelé (m ³ /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	Hydraulique	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	N ^{bre} d'étage	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)	Ø roue (mm)
1	1099,22	332	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	549,61	332	150	11.2	80	366	2900	3	1362	11,6	342
3	366,41	332	125	10.2	82,7	365	2900	5	1305	9,4	270
4	274,81	332	125	9.2	79,4	365	2900	5	1360	9,3	273
5	219,84	332	100	8.1	77,5	345	2900	6	1335	8,7	245
6	183,20	332	100	8.1	80,7	335	2900	5	1242	7,4	245

A partir du tableau V.1.a, on déduit que la variante de trois (03) pompes est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes en parallèle.

Conclusion:

On opte pour un nombre de pompe de trois (03) en plus d'une (01) pompe de secours. Ces quatre (04) pompes sont identiques de type Multitec 125 10.2.

V.3.2. Refoulement : SR 2 - Réservoir SR 3

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

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

n	Q appelé (m ³ /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	Hydraulique	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	N ^{bre} d'étage	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)	Ø roue (mm)
1	1099,22	280	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	549,61	280	150	11.2	80	366	2900	3	1362	11,6	342
3	366,41	280	125	10.2	82,7	292	2900	4	1044	9,4	270
4	274,81	280	125	9.2	79,4	292	2900	4	1088	9,3	273
5	219,84	280	100	8.1	77,5	287,5	2900	5	1115	8,7	245
6	183,20	280	100	8.1	80,7	335	2900	5	1242	7,4	245

A partir du tableau V.1.b, on déduit que la variante de trois (03) pompes est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes en parallèle.

Conclusion:

On opte pour un nombre de pompe de trois (03) en plus d'une (01) pompe de secours. Ces quatre (04) pompes sont identiques de type Multitec 125 10.2.

V.3.3. Refoulement : SR 3 - Réservoir de Tléta

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

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

n	Q appelé (m ³ /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	Hydraulique	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	N ^{bre} d'étage	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)	\varnothing roue (mm)
1	851,04	297	150	12.1	76,5	456	3500	3	1380	15	460
2	425,52	297	125	10.2	79,5	310	3500	5	870	11,7	270
3	263,68	297	125	9.2	80,1	300	3500	4	804	8,7	273
4	212,79	297	100	8.1	78,8	300	3500	5	880	8,2	245
5	170,21	297	100	8.1	80,7	350	3500	5	1100	6,9	245

A partir du tableau V.1.c, on déduit que la variante de trois (03) pompes est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes en parallèle.

Conclusion:

On opte pour un nombre de pompe de trois (03) en plus d'une (01) pompe de secours. Ces quatre (04) pompes sont identiques de type Multitec 125 9.2.

Remarque:

Les pompes à installer dans les stations de reprise N°1 et N°2 sont de type Multitec 125 10.2 et elles sont de type Multitec 125 9.2 dans la station de reprise N°3.

V.4. Courbes caractéristiques des pompes

Pour chaque pompe et pour une vitesse de rotation et un diamètre de la roue donnés, on distingue les courbes caractéristiques suivantes :

* [H-Q] * [P_{abs} - Q] * [η_p - Q] * [(NPSH)_r - Q]

Les courbes caractéristiques des pompes de la station de reprise N°1 et N°2 seront établies à base de la courbe d'étage (figure V.2.a) et de la courbe individuelle (figure V.2.b), tandis que celles des pompes de la station de reprise N°3 seront établies à base de la courbe d'étage (figure V.2.c) et de la courbe individuelle (figure V.2.d).

Ces courbes d'étage et individuelles sont tirées du catalogue des pompes KSB après le choix du type et du nombre de pompe en parallèle.

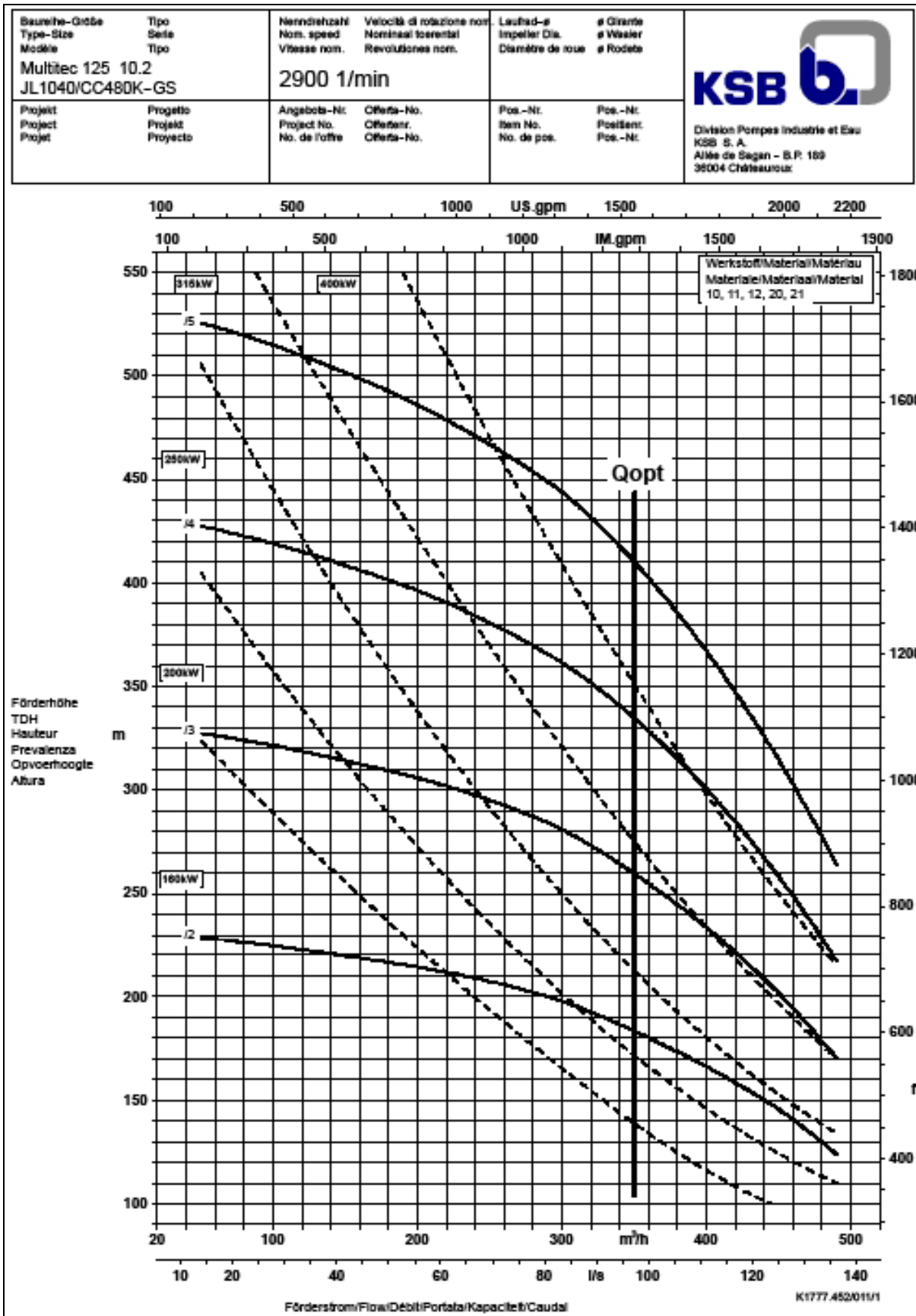


Figure V.2.a: Courbe d'étage de la pompe de type Multitec 125 10.2

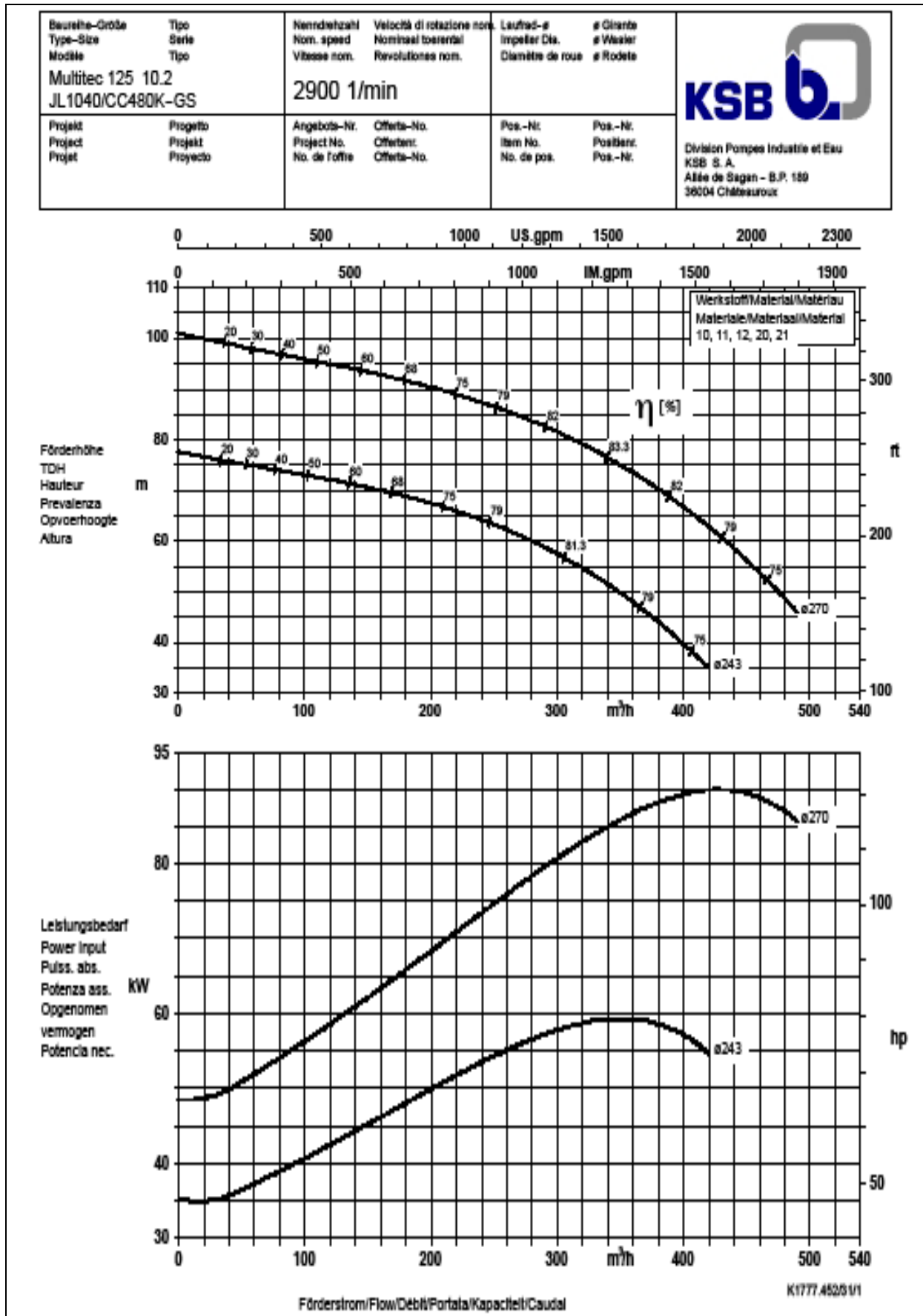


Figure V.2.b: Courbe individuelle de la pompe de type Multitec 125 10.2.

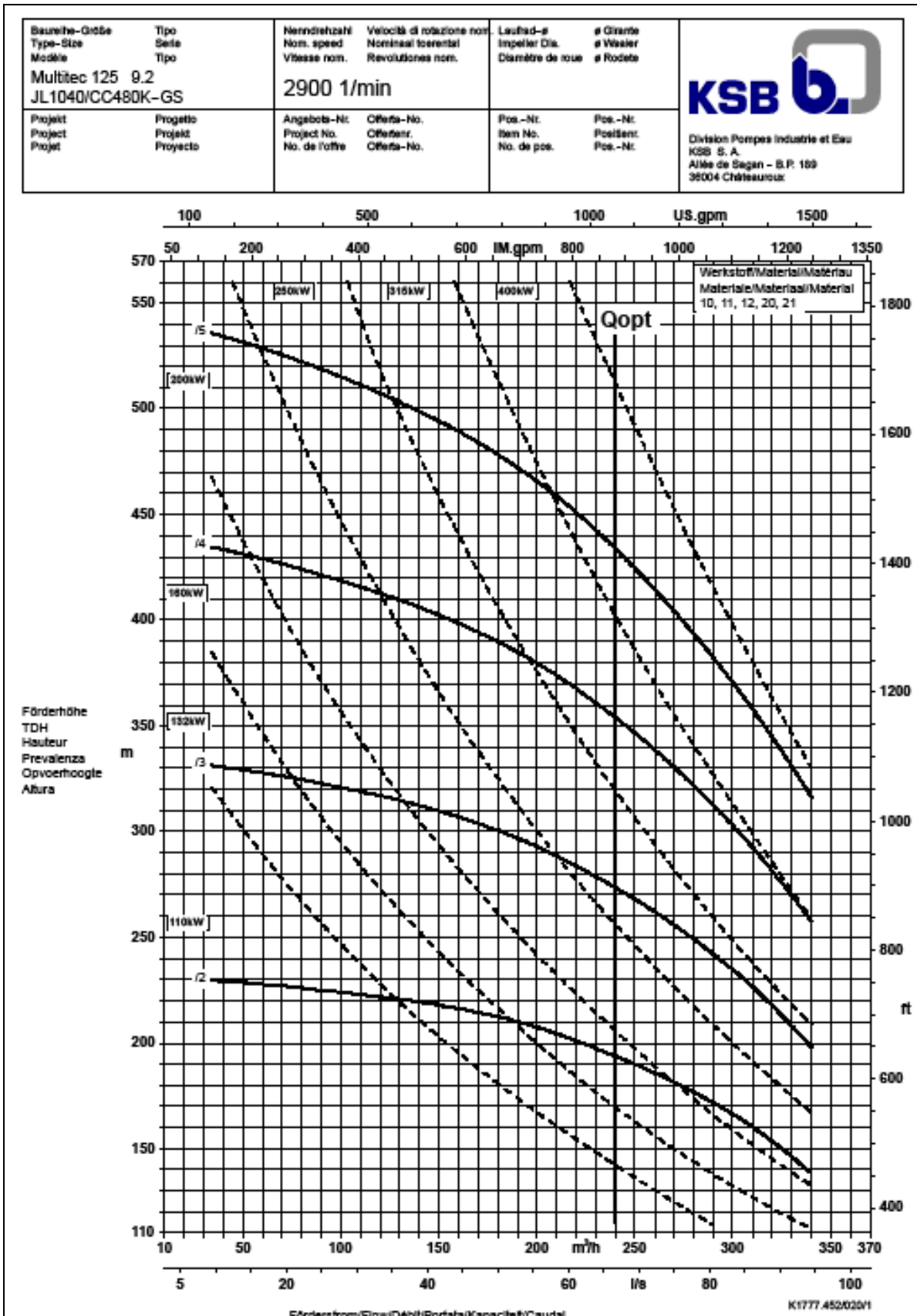


Figure V.2.c: Courbe d'étage de la pompe de type Multitec 125 9.2.

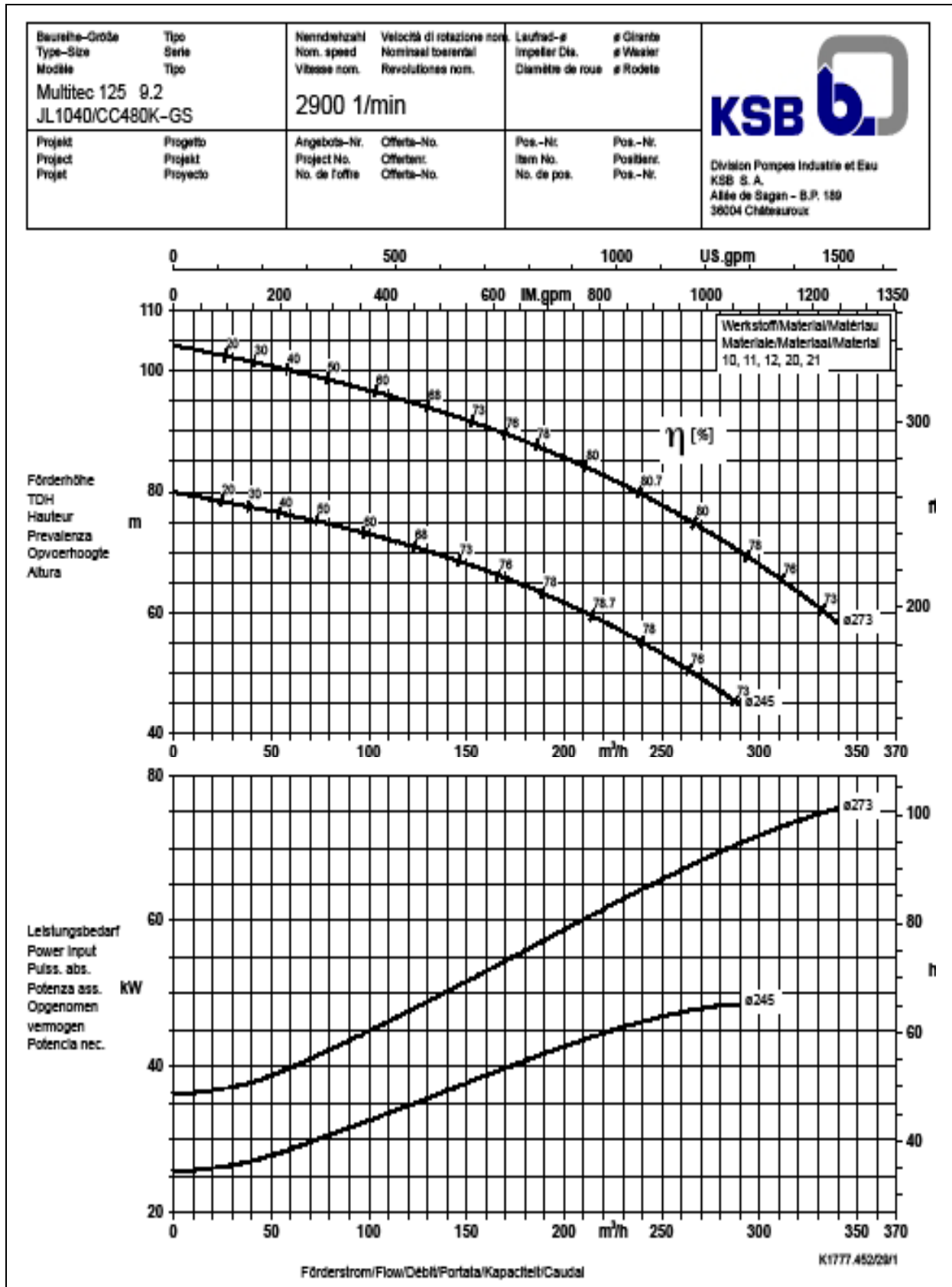


Figure V.2.d: Courbe individuelle de la pompe de type Multitec 125 9.2.

Les courbes caractéristiques de la pompe $[H-Q]$, $[P_{abs} - Q]$, $[\eta_p - Q]$, $[(NPSH)_r - Q]$ données pour un seul étage, sont représentées par la figure V.2.e pour la première et la deuxième station de reprise et par la figure V.2.f pour la troisième station de reprise.

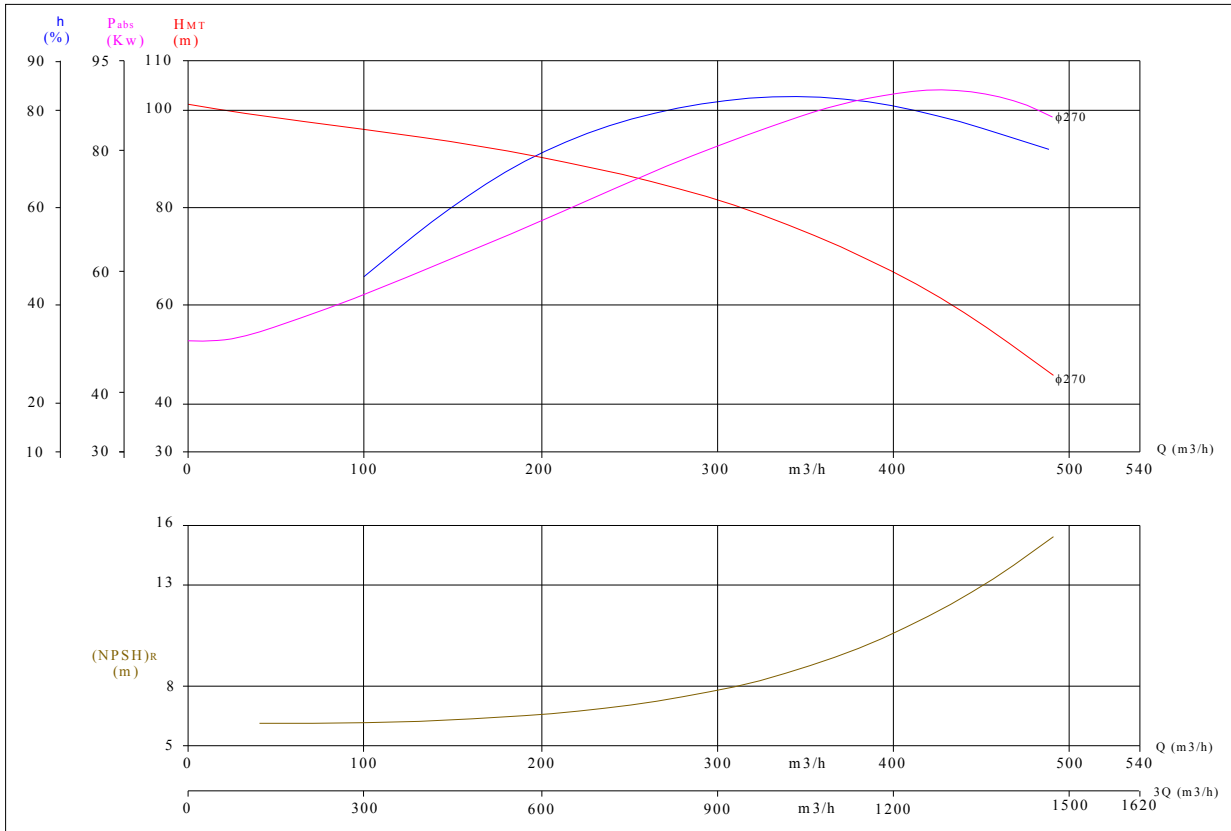


Figure V.2.e: Courbes caractéristiques de la pompe de type Multitec 125 10.2.

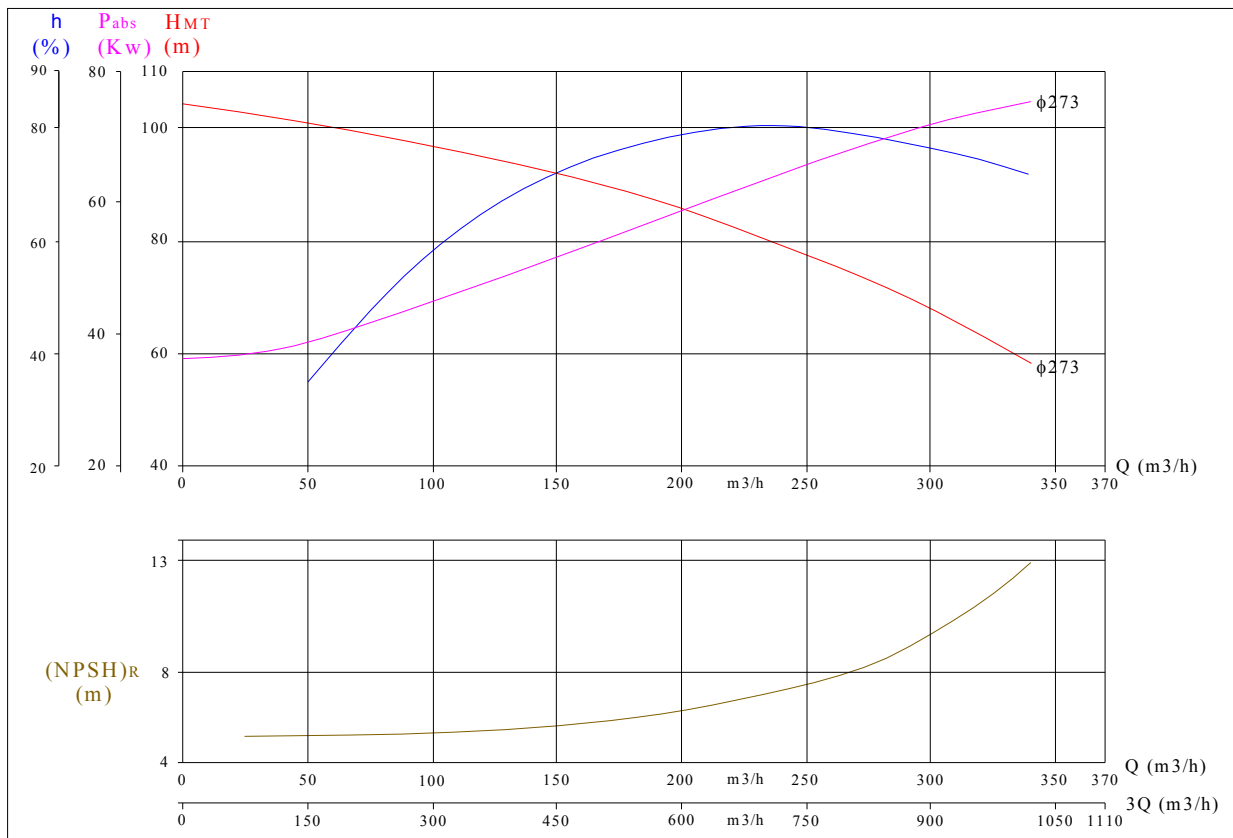


Figure V.2.f: Courbes caractéristiques de la pompe de type Multitec 125 9.2.

A noter que la hauteur et la puissance absorbée totale sont respectivement égales à la hauteur et la puissance absorbée par étage multipliée par le nombre d'étage.

V.5. 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 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 :

$$H_c = H_g + \Delta h_t \quad (V.1)$$

Avec :

H_g : hauteur géométrique (m) ;

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

$$\Delta h_t = 1,1 * \Delta h_p^{lin} \quad (V.2)$$

Avec :

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

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

λ : coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement, λ = 0,016 (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.5.1. Refoulement : SR 1 - Réservoir SR 2

Tableau V.2.a : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SR1-Réservoir SR2)

N°	Q (m ³ /h)	3Q (m ³ /h)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ	Δh _p ^{lin} (m)	Δh _t (m)	H _c (m)
1	20	60	234	10800	450	0,016	0,27	0,30	234,30
2	100	300	234	10800	450	0,016	6,83	7,52	241,52
3	200	600	234	10800	450	0,016	27,34	30,07	264,07
4	300	900	234	10800	450	0,016	61,51	67,66	301,66
5	400	1200	234	10800	450	0,016	109,35	120,29	354,29
6	500	1500	234	10800	450	0,016	170,87	187,95	421,95

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement (A) de la pompe sont donnés sur la (figure V.3.a).

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

$$\begin{cases} Q_A = 1220,35 \text{ m}^3 / \text{h} > Q_{app} = 1099,22 \text{ m}^3 / \text{h} \\ H_A = 358,46 \text{ m} > H_{app} = 332 \text{ m} \end{cases}$$

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.5.2. Refoulement : SR 2 - Réservoir SR 3

Tableau V.2.b : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SR2-Réservoir SR3)

N°	Q (m ³ /h)	3Q (m ³ /h)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ	Δh _p ^{lin} (m)	Δh _t (m)	H _c (m)
1	20	60	250	3200	450	0,016	0,08	0,09	250,09
2	100	300	250	3200	450	0,016	2,03	2,23	252,23
3	200	600	250	3200	450	0,016	8,10	8,91	258,91
4	300	900	250	3200	450	0,016	18,23	20,05	270,05
5	400	1200	250	3200	450	0,016	32,40	35,64	285,64
6	500	1500	250	3200	450	0,016	50,63	55,69	305,69

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement (B) de la pompe sont donnés sur la figure V.3.b.

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

$$\begin{cases} Q_B = 1247,25 \text{ m}^3 / \text{h} > Q_{app} = 1099,22 \text{ m}^3 / \text{h} \\ H_B = 288,01 \text{ m} > H_{app} = 280 \text{ m} \end{cases}$$

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.5.3. Refoulement : SR 3 - Réservoir de Tléta

Tableau V.2.c : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SR3-Réservoir Tléta)

N°	Q (m ³ /h)	3Q (m ³ /h)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ	Δh _p ^{lin} (m)	Δh _t (m)	H _c (m)
1	10	30	258	3700	400	0,016	0,04	0,05	258,05
2	50	150	258	3700	400	0,016	1,09	1,20	259,20
3	100	300	258	3700	400	0,016	4,37	4,81	262,81
4	150	450	258	3700	400	0,016	9,84	10,82	268,82
5	200	600	258	3700	400	0,016	17,48	19,23	277,23
6	250	750	258	3700	400	0,016	27,32	30,05	288,05
7	300	900	258	3700	400	0,016	39,34	43,28	301,28
8	350	1050	258	3700	400	0,016	53,55	58,90	316,90

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement (C) de la pompe sont donnés sur la figure V.3.c.

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

$$\begin{cases} Q_C = 904,43 \text{ m}^3 / \text{h} > Q_{app} = 851,04 \text{ m}^3 / \text{h} \\ H_C = 301,74 \text{ m} > H_{app} = 297 \text{ m} \end{cases}$$

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.

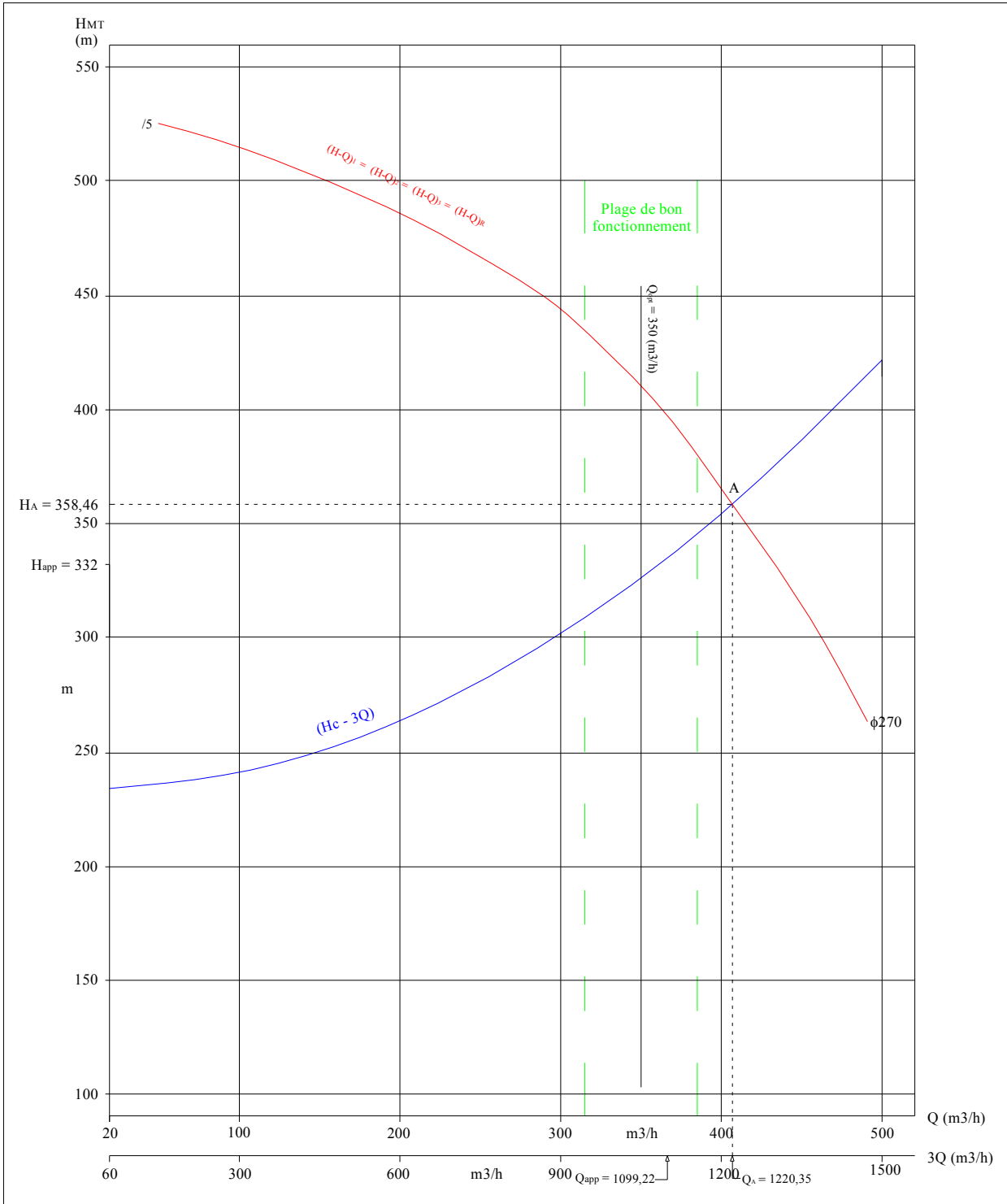


Figure V.3.a: Point de fonctionnement des pompes de la SR N°1

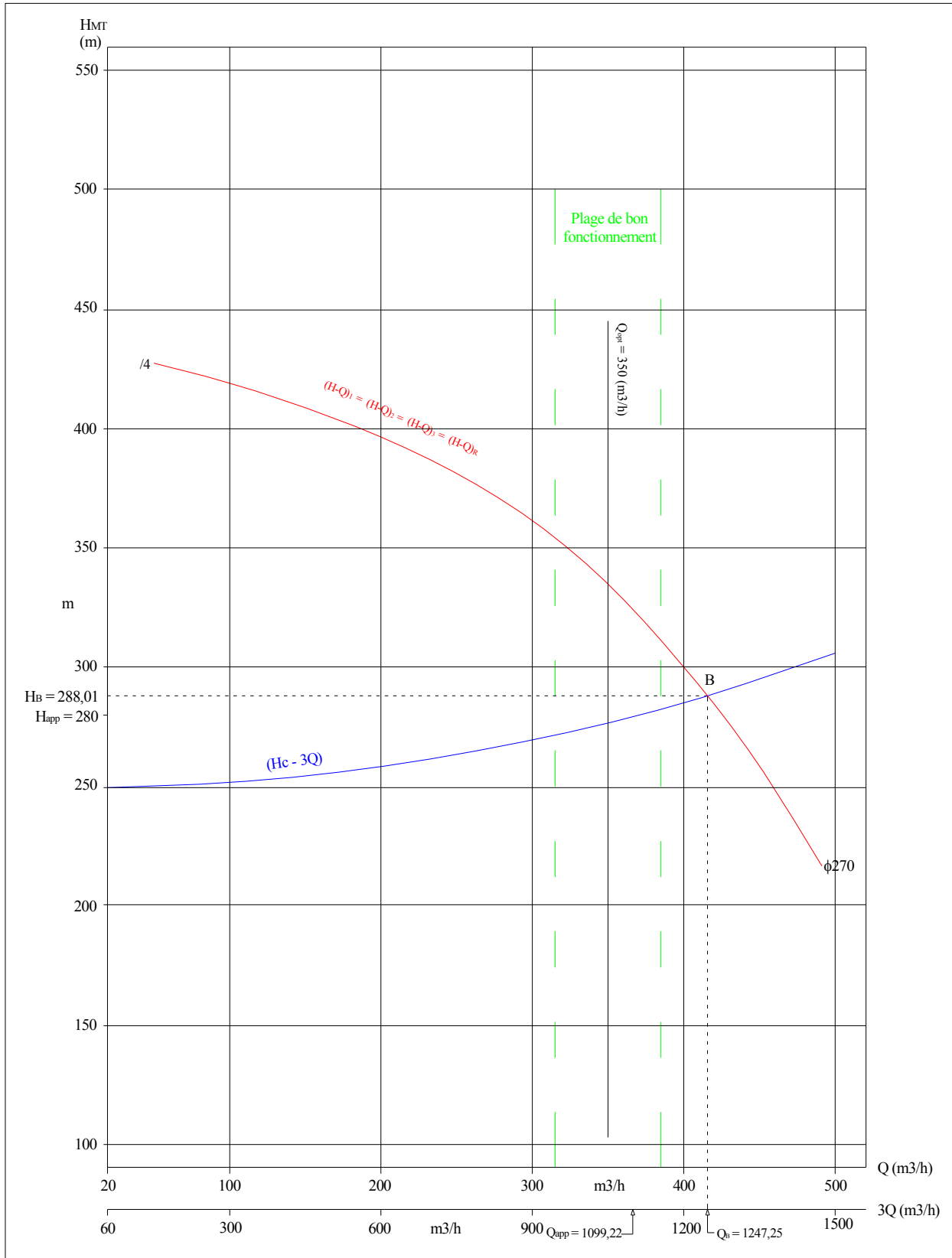


Figure V.3.b: Point de fonctionnement des pompes de la SR N°2

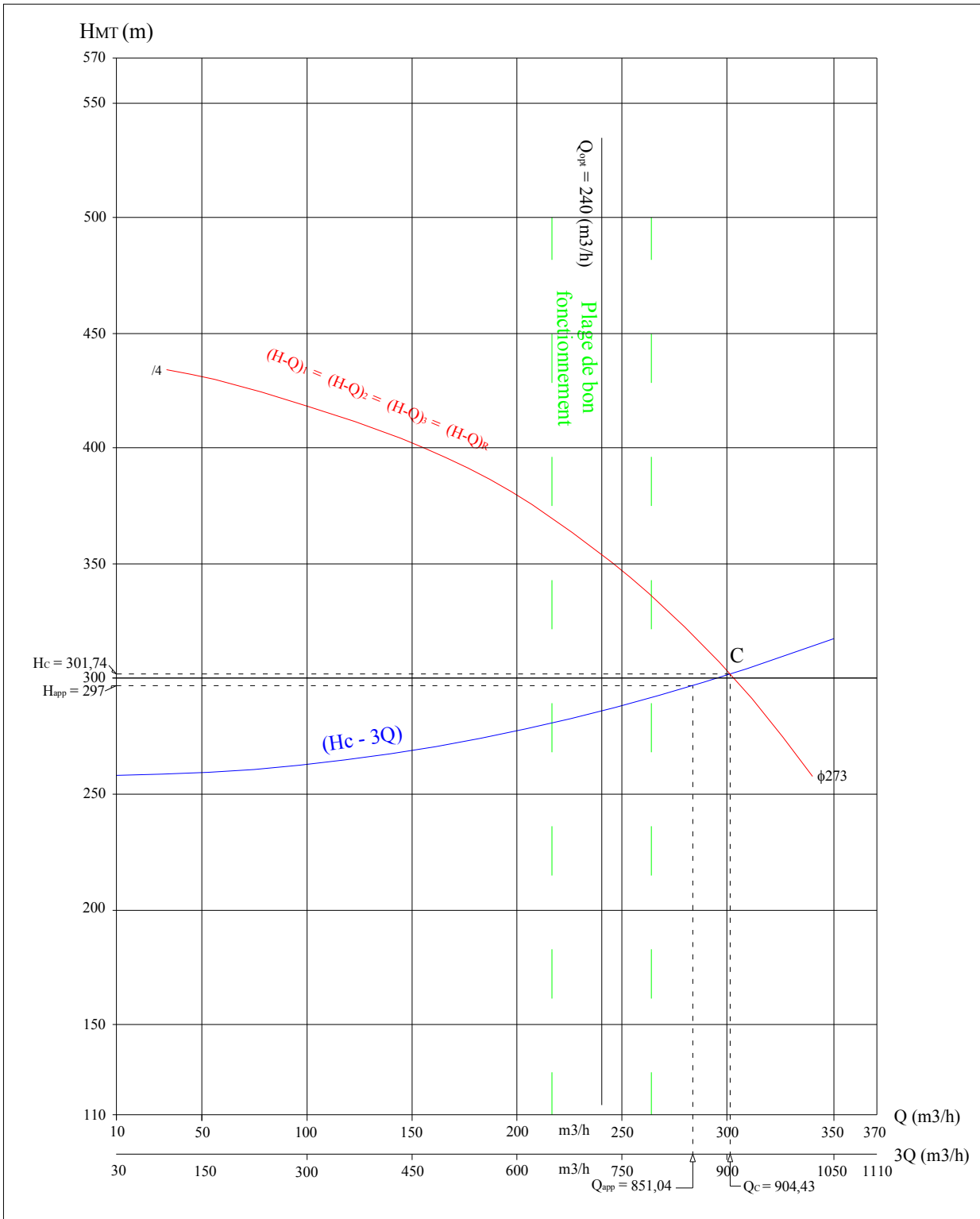


Figure V.3.c: Point de fonctionnement des pompes de la SR N°3

V.6. Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données

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

A- Débit disponible > Débit appelé

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

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

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

$$\eta_{inst_{ap,van}} = \eta_{inst_{av,van}} * \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v} \quad (V.4)$$

$\eta_{inst_{ap,van}}$: rendement de l'installation après le vannage (%) ;

$\eta_{inst_{av,van}}$: rendement de l'installation avant le vannage (%) ;

H_{app} : hauteur manométrique appelée (m) ;

h_v : différence entre la hauteur H'_c et la hauteur appelée

$$h_v = H'_c - H_{app} \quad (V.5)$$

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

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

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

$$H = \frac{H_{app}}{Q_{app}} * Q \quad (V.6)$$

Q_{app} : débit demandé ou débit appelé ;

H_{app} : hauteur manométrique totale appelé (m).

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

$$d = \phi * \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_{pf}}} \quad (V.7)$$

Q_{pf} : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe ;

ϕ : diamètre extérieur de la roue avant le rognage;

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

*Rendement de rognage

$$R = (1-m)*100 \quad (V.8)$$

R : rendement de rognage (%) ;

m : coefficient de rognage ;

$$m = \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_{pf}}} \quad (V.9)$$

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

- **Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement :** en augmentant les singularités (des diffuseurs ou bien des rétrécissements brusques, les coudes..).
- **Diminution de temps de pompage :** dans le cas où le pompage s'effectuerait dans un réservoir.

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

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} * t \quad (V.10)$$

t : temps prévu de fonctionnement de la station de pompage par jour (h);

t' : nouveau temps de fonctionnement de la station de pompage par jour (h);

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

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

B- Débit disponible < Débit appelé

Dans ce cas la, il faut faire un réglage soit :

- **Qualitatif :** augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.
- **Changement de type de pompe.**

Remarque :

On étudie les différents modes de réglage possibles pour opter au mode occasionnant la chute de rendement la plus faible et la puissance absorbée la plus faible.

Dans notre cas, les modes de réglage à étudier sont le vannage, la diminution du temps de pompage et le rognage si le nombre de cellules est inférieur à cinq.

V.6.1. Refoulement : SR 1 - Réservoir SR 2

a) Vannage

- $H_c = 397,59$ m (figure V.4.a).
- $h_v = 397,59 - 332 \Rightarrow h_v = 65,59$ m.
- $\eta_{inst_{av,van}} = 82,7\%$ (tableau V.1.a).
- $\eta_{inst_{ap,van}} = 82,7 * \frac{332}{332 + 65,59} \Rightarrow \eta_{inst_{ap,van}} = 69,1 \%$
- Moyennant la formule III.11 (Chapitre III), on détermine la nouvelle puissance absorbée,

sachant que : $Q = \frac{Q_{app}}{n}$ avec :

n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{1099,22}{3} \Rightarrow Q = 366,41 m^3 / h . \text{ Ainsi : } P_{abs} = \frac{9,81 * 366,41 * 397,59}{0,691 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = 574,5 \text{ Kw.}$$

b) Diminution du temps de pompage

- Le nouveau temps de pompage sera : $t' = \frac{1099,22}{1220,35} * 20 \Rightarrow t' = 18h 0min 36sec$
- Le rendement correspondant au débit $Q_A = 1220,35 m^3/h$ est : **80,4 %** (figure V.5.a) ;
Moyennant la formule III.11 (Chapitre III), on détermine la nouvelle puissance absorbée,

sachant que : $Q = \frac{Q_A}{n}$ avec :

n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{1220,35}{3} \Rightarrow Q = 406,78 \text{ m}^3 / \text{h} . \text{Ainsi : } P_{abs} = \frac{9,81 * 406,78 * 358,46}{0,804 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = 494,21 \text{ Kw}$$

c) Rognage

- L'équation de la droite de rognage est telle que : $H = \frac{332}{1099,22} * Q \Rightarrow H = 0,302 * Q$
- Le diamètre de la roue après le rognage, sera : $d = 270 * \sqrt{\frac{1099,22}{1220,35}} \Rightarrow d = 256,25 \text{ mm}.$
- Le coefficient de rognage est : $m = \sqrt{\frac{1099,22}{1220,35}} \Rightarrow m = 0,95.$
- Le rendement de rognage est : $R = (1 - 0,95) * 100 \Rightarrow R\% = 5\% < 15\%$
 \Rightarrow Le rognage est une solution efficace
- Le rendement après rognage est : **82,5 %** (figure V.5.a) :
- La puissance absorbée : $P_{abs} = \frac{9,81 * 366,41 * 332}{0,825 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = 401,81 \text{ Kw}.$

Conclusion

On opte pour le réglage par rognage car ce mode nous assure le rendement le plus élevé et la puissance absorbée la plus faible.

V.6.2. Refoulement : SR 2 - Réservoir SR 3

a) Vannage

- $H_c = 324,15 \text{ m}$ (figure V.4.b).
- $h_v = 324,15 - 280 \Rightarrow h_v = 44,15 \text{ m}.$
- $\eta_{inst_{av,van}} = 82,7\%$ (tableau V.1.b).
- $\eta_{inst_{ap,van}} = 82,7 * \frac{280}{280 + 44,15} \Rightarrow \eta_{inst_{ap,van}} = 71,4\%$
- Moyennant la formule III.11 (Chapitre III), on détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant que : $Q = \frac{Q_{app}}{n}$ avec :

n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{1099,22}{3} \Rightarrow Q = 366,41 \text{ m}^3 / \text{h} \text{ ainsi : } P_{abs} = \frac{9,81 * 366,41 * 324,15}{0,714 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = 453,3 \text{ Kw}.$$

b) Diminution du temps de pompage

- Le nouveau temps de pompage sera : $t' = \frac{1099,22}{1245,27} * 20 \Rightarrow t' = 17 \text{ h } 39 \text{ min}$
- Le rendement correspondant au débit $Q_B = 1245,27 \text{ m}^3 / \text{h}$ est : **79,8 %** (figure V.5.a) ;
Moyennant la formule III.11 (Chapitre III), on détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant que : $Q = \frac{Q_B}{n}$ avec :

n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{1245,27}{3} \Rightarrow Q = 415,09 \text{ m}^3 / \text{h} \text{ ainsi : } P_{abs} = \frac{9,81 * 415,09 * 288,01}{0,798 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = 408,24 \text{ Kw}.$$

c) Rognage

- L'équation de la droite de rognage est telle que : $H = \frac{280}{1099,22} * Q \Rightarrow H = 0,255 * Q$
- Le diamètre de la roue après le rognage, sera : $d = 270 * \sqrt{\frac{1099,22}{1245,27}} \Rightarrow d = 253,67 \text{ mm.}$
- Le coefficient de rognage est : $m = \sqrt{\frac{1099,22}{1245,27}} \Rightarrow m = 0,94.$
- Le rendement de rognage est : $R = (1 - 0,94) * 100 \Rightarrow R\% = 6\% < 15\%.$
 \Rightarrow Le rognage est une solution efficace
- Le rendement après rognage est : **82,5 %** (figure V.5.a).
- La puissance absorbée : $P_{abs} = \frac{9,81 * 366,41 * 280}{0,825 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = 338,87 \text{ Kw.}$

Conclusion

On opte pour le réglage par rognage car ce mode nous assure le rendement le plus élevé et la puissance absorbée la plus faible.

V.6.3. Refoulement : SR 3- Réservoir de Tléta

a) Vannage

- $H_c = 318,9 \text{ m}$ (Voir figure V.4.c).
- $h_v = 318,9 - 297 \Rightarrow h_v = 21,9 \text{ m.}$
- $\eta_{inst_{av,van}} = 80,1\%$ (Voir tableau V.1.c)
- $\eta_{inst_{ap,van}} = 80,1 * \frac{297}{297 + 21,9} \Rightarrow \eta_{inst_{ap,van}} = 74,6 \%$
- Moyennant la formule III.11 (Chapitre III), on détermine la nouvelle puissance absorbée,

sachant que : $Q = \frac{Q_{app}}{n}$ avec :

n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{851,04}{3} \Rightarrow Q = 283,68 \text{ m}^3 / \text{h} \text{ ainsi : } P_{abs} = \frac{9,81 * 283,68 * 318,9}{0,746 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = 330,45 \text{ Kw.}$$

b) Diminution du temps de pompage

- Le nouveau temps de pompage sera : $t' = \frac{851,04}{904,43} * 20 \Rightarrow t' = 18 \text{ h } 49 \text{ min } 9 \text{ sec}$
- Le rendement correspondant au débit $Q_c = 904,43 \text{ m}^3/\text{h}$ est : **76,3 %** (figure V.5.b) ;
Moyennant la formule III.11 (Chapitre III), on détermine la nouvelle puissance absorbée,

sachant que : $Q = \frac{Q_c}{n}$ avec :

n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{904,43}{3} \Rightarrow Q = 301,48 \text{ m}^3 / \text{h} \text{ , ainsi : } P_{abs} = \frac{9,81 * 301,48 * 301,74}{0,763 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = 324,89 \text{ Kw.}$$

c) Rognage

- L'équation de la droite de rognage est telle que : $H = \frac{297}{851,04} * Q \Rightarrow H = 0,349 * Q$
- Le diamètre de la roue après le rognage, sera : $d = 273 * \sqrt{\frac{851,04}{904,43}} \Rightarrow d = 264,82 \text{ mm.}$
- Le coefficient de rognage est : $m = \sqrt{\frac{851,04}{904,43}} \Rightarrow m = 0,97.$
- Le rendement de rognage est : $R = (1 - 0,97) * 100 \Rightarrow R\% = 3\% < 15\%$
 \Rightarrow Le rognage est une solution efficace.
- Le rendement après rognage est : **78 %** (figure V.5.b) :
- La puissance absorbée : $P_{abs} = \frac{9,81 * 283,68 * 297}{0,78 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = 294,35 \text{ Kw.}$

Conclusion

On opte pour le réglage par rognage car ce mode nous assure le rendement le plus élevé et la puissance absorbée la plus faible.

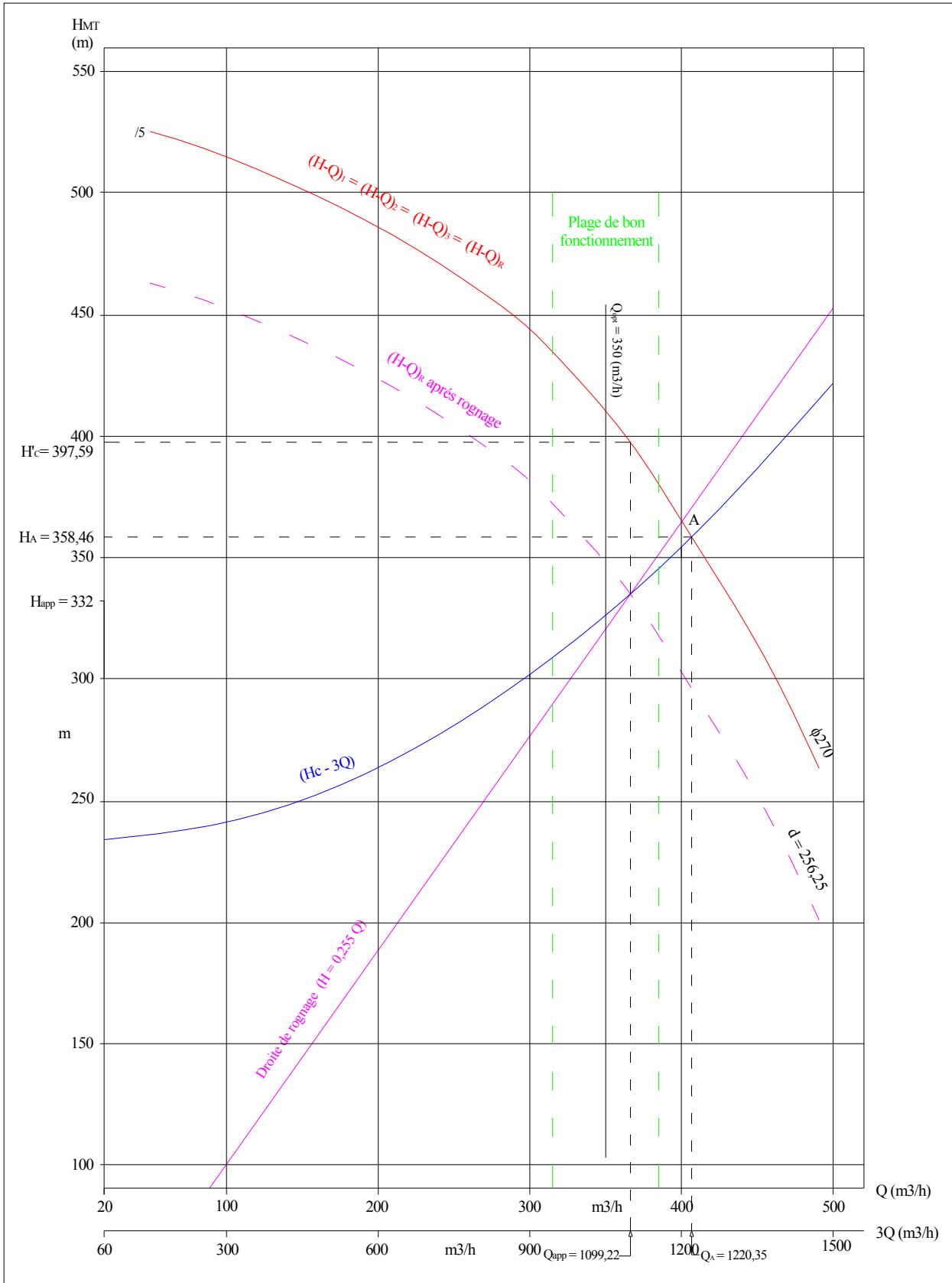


Figure V.4.a: Modes de réglage de la SR N°1

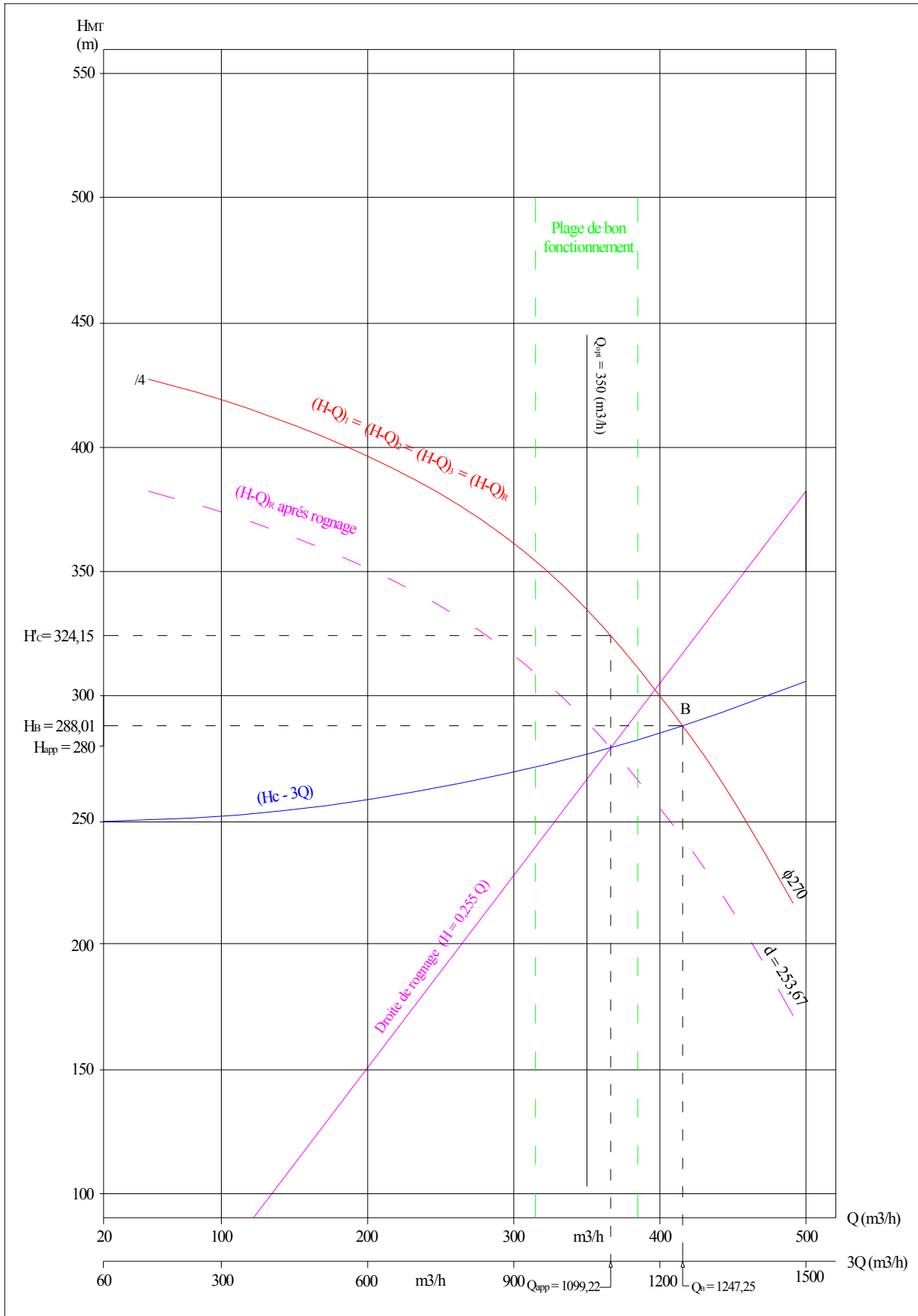


Figure V.4.b: Modes de réglage de la SR N°2

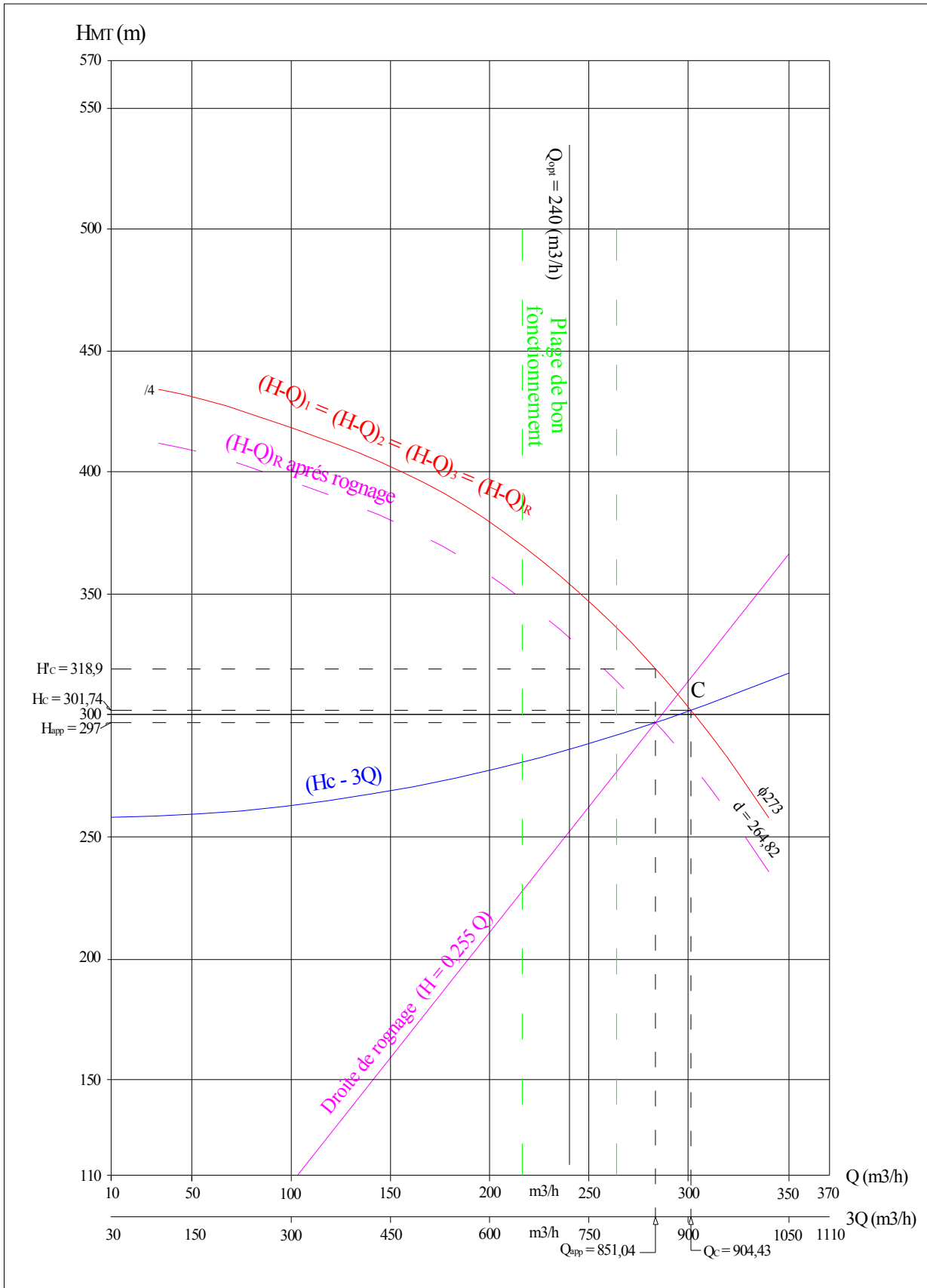


Figure V.4.c: Modes de réglage de la SR N°3

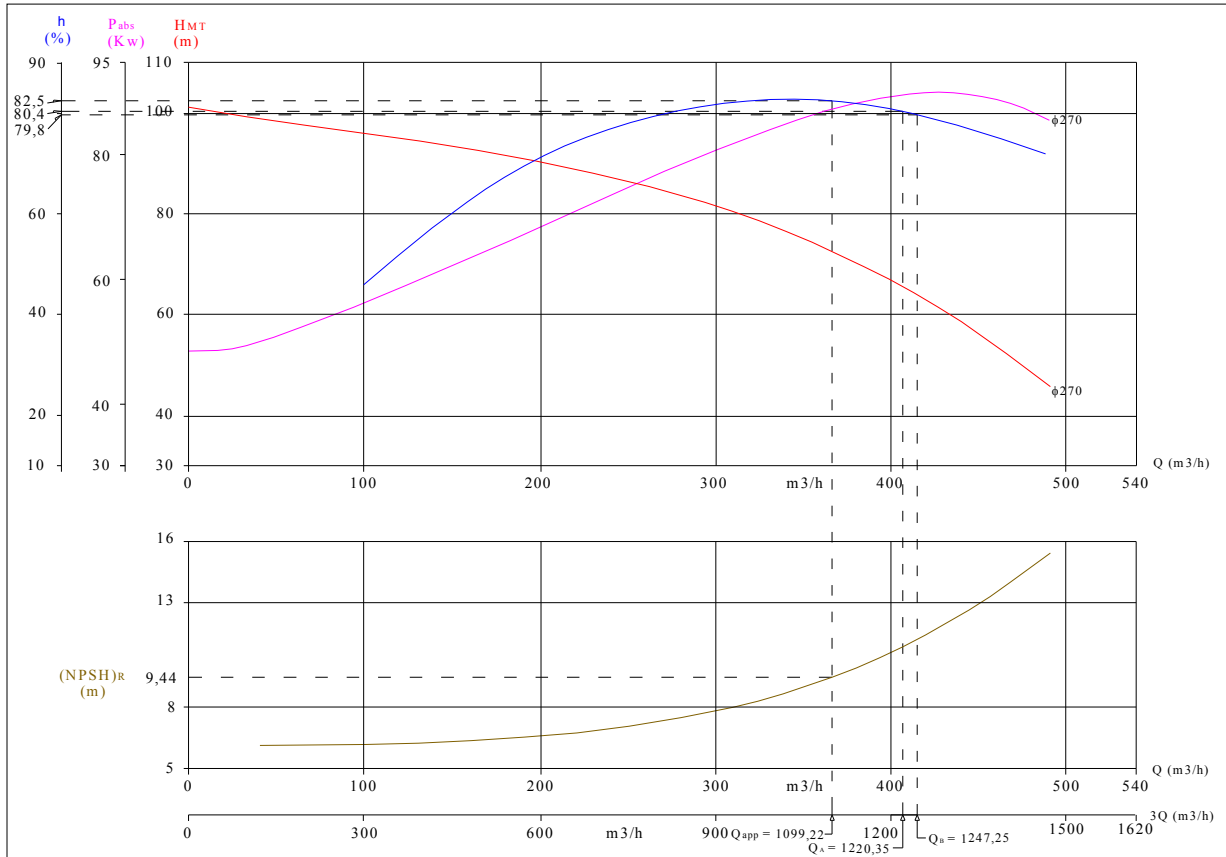


Figure V.5.a: Caractéristiques des pompes de la station N°1 et N°2 en fonction du mode de Réglage.

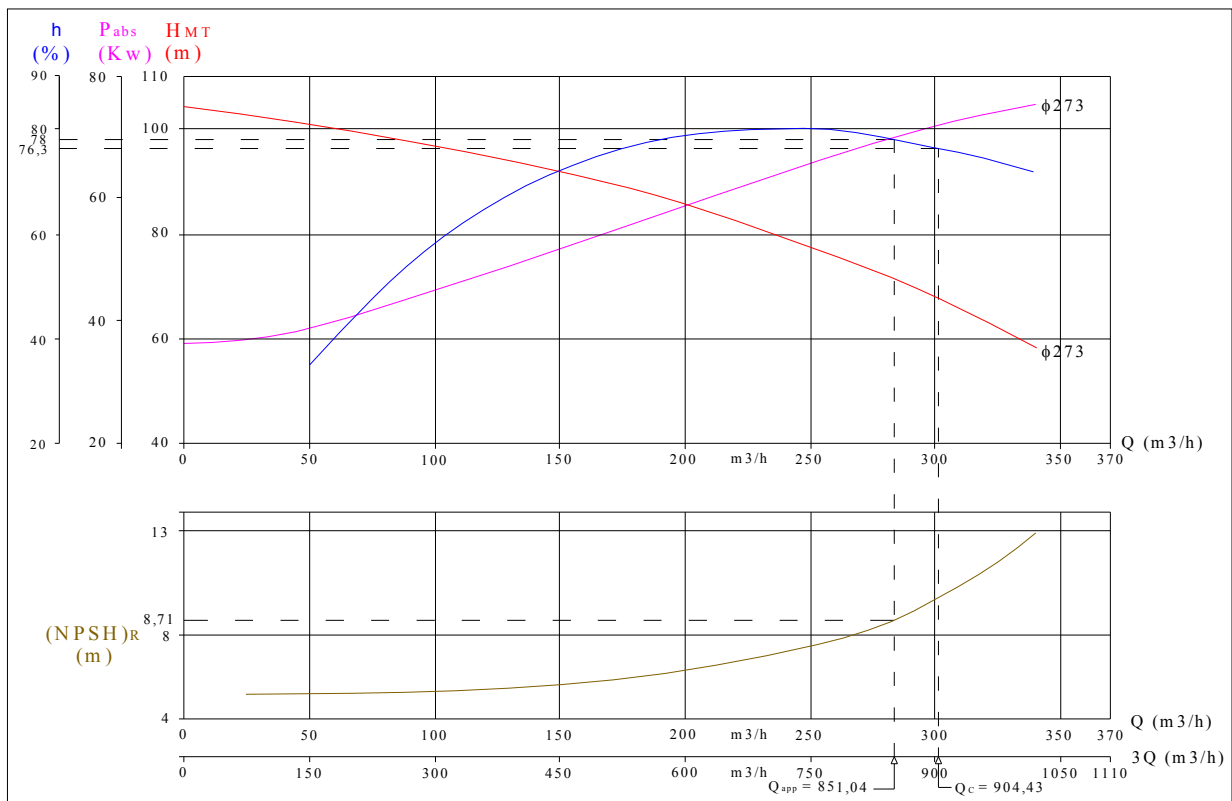


Figure V.5.b: Caractéristiques des pompes de la station N°3 en fonction du mode de réglage.

V.7. Etude de la cavitation [3]

La cavitation est la perturbation du courant liquide juste à l'entrée de la pompe en fonctionnement, cela se produit lorsque à une température constante, la pression absolue est inférieure ou égale à la tension de vapeur d'eau.

Afin d'éviter le phénomène de cavitation, la condition suivante doit être vérifiée :

$$(NPSH)_r < (NPSH)_d$$

$(NPSH)_r$: Charge nette d'aspiration requise, elle est fournie par le constructeur ;

$(NPSH)_d$: Charge nette d'aspiration disponible, elle est fournie par l'installateur.

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r \quad (V.11)$$

r : marge de sécurité, $r = (0,3 - 0,5) \text{ m}$.

On prend : $r = 0,3 \text{ m}$.

Pour une pompe donnée fonctionnant à une vitesse déterminée, il existe une hauteur limite d'aspiration en deçà de laquelle il convient toujours de se tenir.

Dans notre cas, on a à faire à des installations en charge au niveau de chaque station de pompage, alors la hauteur d'aspiration admissible est régie par la relation suivante :

$$h_{asp}^{adm} = (NPSH)_r + r - P_{at} + T_v + \frac{V_a^2}{2 * g} + \Delta h_{asp} \quad (V.12)$$

V_a : vitesse d'écoulement dans la conduite d'aspiration (m/s) ;

P_{at} : pression atmosphérique (m.c.e) ;

$$P_{at} = 10,33 - 0,00139 * H \quad (V.13)$$

Avec : H : altitude de la station.

T_v : tension de vapeur d'eau (m.c.e) ;

Tableau V.3: Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température

T° (°C)	5	10	20	30	40	50	80	100
T _v (m.c.e)	0,09	0,12	0,24	0,43	0,75	1,25	4,82	10,33

La tension de vapeur d'eau sera choisie pour une température de 20°C

Δh_{asp} : perte de charge totale du coté aspiration.

$$\Delta h_{asp} = (1,10 - 1,15) * \Delta h_{asp}^{lin} \quad (V.14)$$

Δh_{asp}^{lin} : perte de charge linéaire à l'aspiration (m), elle sera estimée pour le collecteur et la conduite d'aspiration moyennant la formule III.1 (chapitre III).

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left(\frac{L_r * Q_{app}^2}{D_c^{5,3}} + \frac{l_r * Q_a^2}{D_a^{5,3}} \right) \quad (V.15)$$

L_r : longueur du collecteur de refoulement, $L_r = 50 \text{ m}$;

l_r : longueur de la conduite de refoulement, $l_r = 1,5 \text{ m}$;

Q_a : débit refoulé par une seule pompe (m³/s) ;

$$Q_a = \frac{Q_{app}}{n} \quad (V.16)$$

Avec : n : nombre de pompes en parallèles.

D_c : diamètre du collecteur d'aspiration (m),

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * Q_{app}}{\pi * V_c}} \quad (V.17)$$

Avec : V_c : vitesse d'écoulement dans le collecteur d'aspiration (m/s),

On prend: $V_c = 1,5 \text{ m/s}$.

D_a : diamètre de la conduite d'aspiration,

$$D_a = (1,2 - 1,5) * DN1 \quad (V.18)$$

Avec : DN1 : diamètre de la tubulure d'aspiration (mm).

➤ Calage de la pompe

Le calage de la pompe est de déterminer la côte exacte de l'axe de la pompe par rapport à niveau du plan d'eau d'aspiration pour qu'elle fonctionne sans le moindre risque de cavitation.

$$\text{Pour les installations en charge : } \nabla_{axe} = \nabla_{min} - h_{asp}^{adm} + r \quad (V.19)$$

∇_{axe} : niveau de l'axe de la pompe (mNGA) ;

∇_{min} : niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (mNGA) ;

$$\nabla_{min} = C_p - h + h_{inc} \quad (V.20)$$

C_p : côte du plan d'eau dans le réservoir (mNGA) ;

h : hauteur d'eau dans le réservoir (m) ;

h_{inc} : hauteur d'incendie dans le réservoir (m).

r : marge de sécurité, $r = (0,1 - 0,3)$ m.

V.7.1. Refoulement : SR 1 - Réservoir SR 2

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 9,44$ m (figure V.5.a)
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 120 \Rightarrow P_{at} = 10,16$ mce
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20$ °C : $T_v = 0,24$ mce
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = 1,25 * DN1$

DN1 = 200 mm (figure V.6)

$$\text{Donc : } D_a = 1,25 * 200 \Rightarrow D_a = 250 \text{ mm}$$

$$\bullet \text{ La vitesse d'aspiration : } V_a = \frac{4 * 101,78 * 10^{-3}}{3,14 * 0,25^2} \Rightarrow V_a = 2,07 \text{ m/s}$$

• Diamètre du collecteur d'aspiration :

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * 305,34 * 10^{-3}}{3,14 * 1,5}} \Rightarrow D_c = 0,509 \text{ m}$$

$$\text{On pose } D_c = 0,5 \text{ m} \Rightarrow V_c = \frac{4 * 305,34 * 10^{-3}}{3,14 * 0,5^2} \Rightarrow V_c = 1,56 \text{ m/s}$$

Cette vitesse est admissible alors on prend : $D_c = 500$ mm

• La perte de charge linéaire à l'aspiration sachant que :

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left(\frac{50 * (305,34 * 10^{-3})^2}{0,5^{5,3}} + \frac{1,5 * (101,78 * 10^{-3})^2}{0,25^{5,3}} \right) \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,36 \text{ m}$$

$$\bullet \text{ La perte de charge totale à l'aspiration : } \Delta h_{asp} = 1,15 * 0,36 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,41 \text{ m}$$

• La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 9,44 + 0,3 - 10,16 + 0,24 + \frac{2,07^2}{2 * 9,81} + 0,41 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = 0,45 \text{ m}$$

$$\bullet \text{ Le niveau minimum du plan d'aspiration : } \nabla_{min} = 120 - 5,53 + 0,93 \Rightarrow \nabla_{min} = 115,4 \text{ mNGA}$$

$$\bullet \text{ La côte de l'axe de la pompe : } \nabla_{axe} = 115,4 - 0,45 + 0,3 \Rightarrow \nabla_{axe} = 115,25 \text{ m}$$

V.7.2. Refoulement : SR 2 - Réservoir SR 3

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 9,44$ m (figure V.5.a)

- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 350 \Rightarrow P_{at} = 9,84 \text{ mce}$
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20^\circ \text{C}$: $T_v = 0,24 \text{ mce}$
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = 1,25 * DN1$

$DN1 = 200 \text{ mm}$ (figure V.6)

Donc : $D_a = 1,25 * 200 \Rightarrow D_a = 250 \text{ mm}$

- La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 * 101,78 * 10^{-3}}{3,14 * 0,25^2} \Rightarrow V_a = 2,07 \text{ m/s}$

- Diamètre du collecteur d'aspiration :

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * 305,34 * 10^{-3}}{3,14 * 1,5}} \Rightarrow D_c = 0,509 \text{ m}$$

On pose $D_c = 0,5 \text{ m} \Rightarrow V_c = \frac{4 * 305,34 * 10^{-3}}{3,14 * 0,5^2} \Rightarrow V_c = 1,56 \text{ m/s}$

Cette vitesse est admissible alors on prend : $D_c = 500 \text{ mm}$

- La perte de charge linéaire à l'aspiration sachant que :

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left(\frac{50 * (305,34 * 10^{-3})^2}{0,5^{5,3}} + \frac{1,5 * (101,78 * 10^{-3})^2}{0,25^{5,3}} \right) \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,36 \text{ m}$$

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,15 * 0,36 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,41 \text{ m}$

- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 9,44 + 0,3 - 9,84 + 0,24 + \frac{2,07^2}{2 * 9,81} + 0,41 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = 0,77 \text{ m}$$

- Le niveau minimum du plan d'aspiration :

$$\nabla_{min} = 354 - 5,26 + 2,21 \Rightarrow \nabla_{min} = 350,95 \text{ mNGA}$$

- La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 350,95 - 0,77 + 0,3 \Rightarrow \nabla_{axe} = 350,48 \text{ m}$

V.7.3. Refoulement : SR 3 - Réservoir de Tléta

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 8,71 \text{ m}$ (figure V.5.b)
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 600 \Rightarrow P_{at} = 9,5 \text{ mce}$
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20^\circ \text{C}$: $T_v = 0,24 \text{ mce}$
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = 1,25 * DN1$

$DN1 = 200 \text{ mm}$ (figure V.6).

Donc : $D_a = 1,25 * 200 \Rightarrow D_a = 250 \text{ mm}$

- La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 * 78,8 * 10^{-3}}{3,14 * 0,25^2} \Rightarrow V_a = 1,61 \text{ m/s}$

- Diamètre du collecteur d'aspiration :

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * 236,4 * 10^{-3}}{3,14 * 1,5}} \Rightarrow D_c = 0,45 \text{ m}$$

Donc : $D_c = 0,45 \text{ m}$ et $V_c = 1,5 \text{ m/s}$

- La perte de charge linéaire à l'aspiration sachant que :

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left(\frac{50 * (236,4 * 10^{-3})^2}{0,45^{5,3}} + \frac{1,5 * (78,8 * 10^{-3})^2}{0,25^{5,3}} \right) \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,36 \text{ m}$$

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,15 * 0,36 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,41 \text{ m}$

- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 8,71 + 0,3 - 9,5 + 0,24 + \frac{1,61^2}{2 * 9,81} + 0,41 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = 0,29 \text{ m}$$

- Le niveau minimum du plan d'aspiration :

$$\nabla_{min} = 604 - 5,26 + 2,21 \Rightarrow \nabla_{min} = 600,95 \text{ mNGA}$$

- La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 600,95 - 0,29 + 0,3 \Rightarrow \nabla_{axe} = 600,96 \text{ m}$

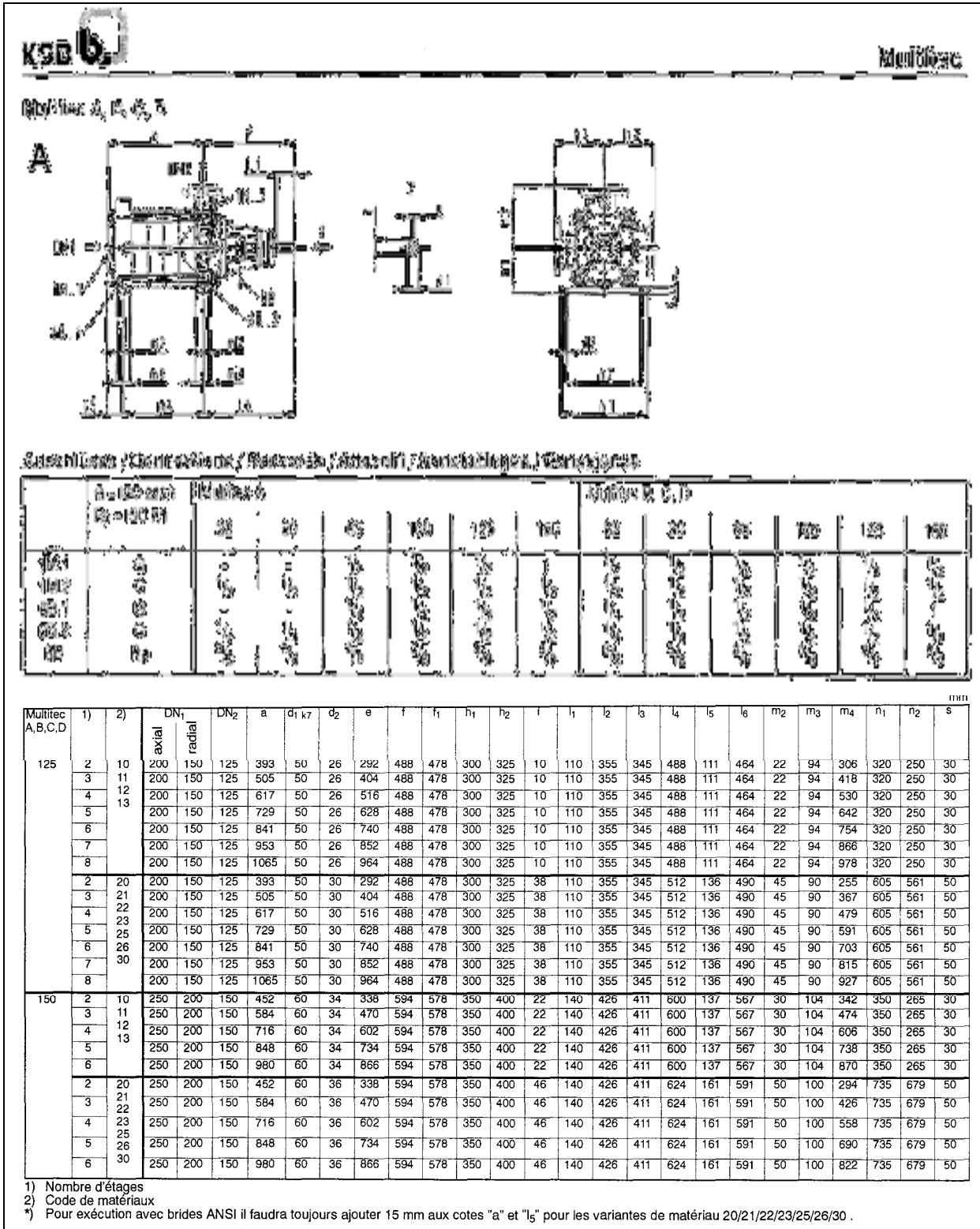


Figure V.6: Encombrement des pompes de type Multitec A

V.8. Choix du moteur électrique

V.8.1. Critères de choix du moteur électrique

Les critères de choix du moteur électrique sont :

- Puissance absorbée minimale ;
- Position de l'arbre de transmission horizontale ou verticale ;
- Tension d'alimentation fonction de la puissance du moteur et de l'investissement.

On choisit les moteurs adéquats à partir du catalogue du constructeur "Leroy et Somer" et cela en fonction de la puissance fournie par ce dernier et de sa vitesse de rotation.

V.8.2. Vitesse de rotation du moteur

La vitesse de rotation du moteur est donnée comme suit :

$$N_m = N_p \pm 200 \text{ tr/mn} \quad (\text{V.21})$$

Où :

N_m : vitesse de rotation du moteur (tr/mn) ;

N_p : vitesse de rotation de la pompe (tr/mn), $N_{\text{mot}} = 2900 \text{ tr/min}$.

V.8.3. Puissance fournie par le moteur

La puissance qui devra être fournie par le moteur est calculée par la formule suivante :

$$P_m = \frac{\varpi * Q_{\text{app}} * HMT * K}{\eta_p * \eta_{\text{acc}} * \eta_m} \quad (\text{V.22})$$

Où :

P_m : puissance du moteur (watt) ;

ϖ : poids volumique de l'eau, $\varpi = 9810 \text{ N/m}^3$;

Q_{app} : débit refoulé par une pompe ;

HMT : hauteur manométrique totale minimum ;

η_p : rendement de la pompe ;

η_{acc} : rendement de l'accouplement, $\eta_{\text{acc}} = 0,93$;

η_m : rendement du moteur, $\eta_m = (12-95) \%$,

On prend : $\eta_m = 90 \%$.

K : coefficient correcteur, il fonction de la puissance de la pompe ;

Tableau V.4: Coefficient de correction en fonction de la puissance

P_{abs} (Kw)	1-2	2-10	10-50	50-100	100-200	> 200
K	2	2 -1,3	1,3 - 1,2	1,2 - 1,1	1,1 - 1,05	1,05

A- Refoulement : SR 1 - Réservoir SR 2

a) Puissance du moteur

- Le rendement après réglage est : 82,5 %.
- La hauteur manométrique totale est : 332 m.
- Le débit d'une pompe est : 101,78 m³/s.
- La puissance absorbée de la pompe est : 401,81 Kw $\Rightarrow K = 1,05$.
- La puissance du moteur est :

$$\text{AN : } P_m = \frac{9810 * 101,78 * 10^{-3} * 332 * 1,05}{0,825 * 0,93 * 0,9} \Rightarrow P_m = 504,07 \text{ Kw.}$$

b) Type et caractéristiques du moteur

Connaissant la vitesse de rotation et la puissance du moteur, on tire le type du moteur et ses caractéristiques à partir du catalogue des moteurs asynchrones triphasés LEROY SOMER (figure V.7.a).

On note les caractéristiques du moteur électrique dans le tableau V.5.a.

Tableau V.5.a : Type et caractéristiques des moteurs de la SR N°1

Type du moteur	f (Hz)	P _m (KW)	N _m (tr/min)	η _m (%)	Cos φ	Masse (Kg)
LSPCB355L	50	560	2963	95	0,88	1750

B- Refoulement : SR 2 - Réservoir SR 3

a) Puissance du moteur

- Le rendement après réglage est : 82,5 %.
- La hauteur manométrique totale est : 280 m.
- Le débit d'une pompe est : 101,78 m³/s.
- La puissance absorbée de la pompe est : 338,87 Kw ⇒ K = 1,05.
- La puissance du moteur est :

$$AN : P_m = \frac{9810 * 101,78 * 10^{-3} * 280 * 1,05}{0,825 * 0,93 * 0,9} \Rightarrow P_m = 425,11 \text{ Kw.}$$

b) Type et caractéristiques du moteur

Connaissant la vitesse de rotation et la puissance du moteur, on tire le type du moteur et ses caractéristiques à partir du catalogue des moteurs asynchrones triphasés LEROY SOMER (figure V.7.a).

On note les caractéristiques du moteur électrique dans le tableau V.5.b.

Tableau V.5.b : Type et caractéristiques des moteurs de la SR N°2

Type du moteur	f (Hz)	P _m (KW)	N _m (tr/min)	η _m (%)	Cos φ	Masse (Kg)
LSPCB355M	50	450	2958	94,6	0,88	1570

C- Refoulement : SR 3 - Réservoir de Tléta

a) Puissance du moteur

- Le rendement après réglage est : 78 %.
- La hauteur manométrique totale est : 297 m.
- Le débit d'une pompe est : 78,8 m³/s.
- La puissance absorbée de la pompe est : 294,35 Kw ⇒ K = 1,05.
- La puissance du moteur est :

$$AN : P_m = \frac{9810 * 78,8 * 10^{-3} * 297 * 1,05}{0,78 * 0,93 * 0,9} \Rightarrow P_m = 369,25 \text{ Kw.}$$

b) Type et caractéristiques du moteur

Connaissant la vitesse de rotation et la puissance du moteur, on tire le type du moteur et ses caractéristiques à partir du catalogue des moteurs asynchrones triphasés LEROY SOMER (figure V.7.a).

On note les caractéristiques du moteur électrique dans le tableau V.5.c.

Tableau V.5.c : Type et caractéristiques des moteurs de la SR N°3

Type du moteur	f (Hz)	P _m (KW)	N _m (tr/min)	η _m (%)	Cos φ	Masse (Kg)
LSPCB315L2	50	400	2958	94,8	0,88	1322

Moteurs triphasés 50 Hz Rotor en court-circuit CAG		Construction PROTÉGÉE IP 23 S Types PLS - LSP - LSPCB Isolation classe B														
Puissance kW	Cil mm	Type	Intensité absorbée				Caractéristiques en charge						Vitesse MD*		Masse approx. kg	
			In 500 V	Id A	CdW Cil	CmI Cil	Rendement%			Cos φ†			tr/min	kg.m ²		
			A	A			1/2	3/4	4/4	1/2	3/4	4/4				
3000 tr/min (moteurs 2 pôles)																
11	15	PLS 160 MT	23,5	4,89	2,3	2	90	92,5	94,5	0,77	0,81	0,84	2850	0,088	80	
15	20	PLS 160 MT	31,5	4,82	2,4	2,1	91	94	95	0,76	0,82	0,85	2850	0,123	80	
18,5	25	PLS 160 L	38	5,28	2,4	2,2	93,5	97	97,5	0,80	0,83	0,89	2815	0,177	85	
22	30	PLS 160 L	43	6,60	2,4	2,5	97	96,5	98,5	0,76	0,83	0,85	2825	0,209	100	
30	40	PLS 160 MT	58	6,21	2,8	2,4	89	95,5	90	0,80	0,85	0,87	2805	0,298	135	
37	50	PLS 160 L	65,3	6,84	2,1	2,5	89	90	90	0,81	0,87	0,90	2820	0,42	155	
45	60	PLS 200 MT	83,5	5,45	2,1	2,2	88	90	90	0,80	0,86	0,90	2828	0,493	200	
55	75	PLS 200 L	101,5	5,82	1,8	2,3	89	91	91,5	0,85	0,88	0,90	2835	0,700	225	
75	100	PLS 225 MT	140	6,98	2	2,4	90,5	92	91,5	0,78	0,84	0,88	2835	0,864	270	
90	125	PLS 250 S	162	5,20	2,1	2,2	89	91,5	90	0,75	0,85	0,85	2830	2,74	350	
110	150	PLS 250 M	210	5,55	2,4	2	90,5	92,5	91	0,78	0,85	0,87	2930	3,24	400	
132	180	PLS 280 M	281	6,15	2,2	2,3	92,5	93,5	94	0,89	0,91	0,92	2950	5,05	600	
160	220	PLS 315 S	201	6,76	2,4	2,3	92	93,5	94	0,85	0,89	0,92	2980	7	600	
200	270	LSP 315 M	354	8,39	3	3	93	94	94,5	0,93	0,97	0,98	2970	9,5	870	
250	340	LSP 315 L	442	9,70	2,9	2,4	94	95	95	0,83	0,87	0,88	2970	11,5	985	
280	380	LSPCB315LP2	503	5,8	1,1	2,2	93,8	94,1	94	0,99	0,95	0,93	2955	9,68	1100	
315	430	LSPCB315LRQ2	638	6,3	1,2	2,4	94	94,6	94,0	0,99	0,97	0,91	2980	10,52	1190	
355	490	LSPCB315LR2	608	8,2	1,2	2,5	94,3	94,8	94,7	0,88	0,91	0,91	2901	11,44	1253	
400	545	LSPCB315L2	701	5,8	1,3	2,8	94,8	95,2	95,2	0,99	0,97	0,91	2962	12,48	1322	
450	610	LSPCB355M	781	8,20	1,3	2,3	94,8	95,1	94,9	0,88	0,91	0,92	2950	16,3	1570	
500	680	LSPCB355L2	852	7,50	1,6	2,5	94,9	95,8	95,5	0,88	0,97	0,92	2963	16,3	1680	
560	750	LSPCB355L	956	7	1,8	2,4	95	95,5	95,6	0,99	0,97	0,92	2963	19,9	1750	

*J (moment d'inertie) = $\frac{M \cdot D^2}{4}$
 D (diamètre nominal en mètre Newell) (mm) = $8000 \times \frac{PkW}{N}$ (N en newton)

Figure V.7.a: Liste des moteurs asynchrones triphasés à 2 pôles.

V.8.4. Encombrement des moteurs [12]

Il importe de connaître les dimensions et l'encombrement des moteurs, cela nous aidera à déterminer les dimensions du bâtiment de la station qui les abritera.

Les dimensions du bout d'arbre principal (Tableau V.6.a) et les dimensions principales de chaque moteur (Tableau V.6.b) de l'ensemble des stations de pompage sont tiré de la planche d'encombrement des moteurs asynchrones triphasés à 2 pôles (figure V.7.b).

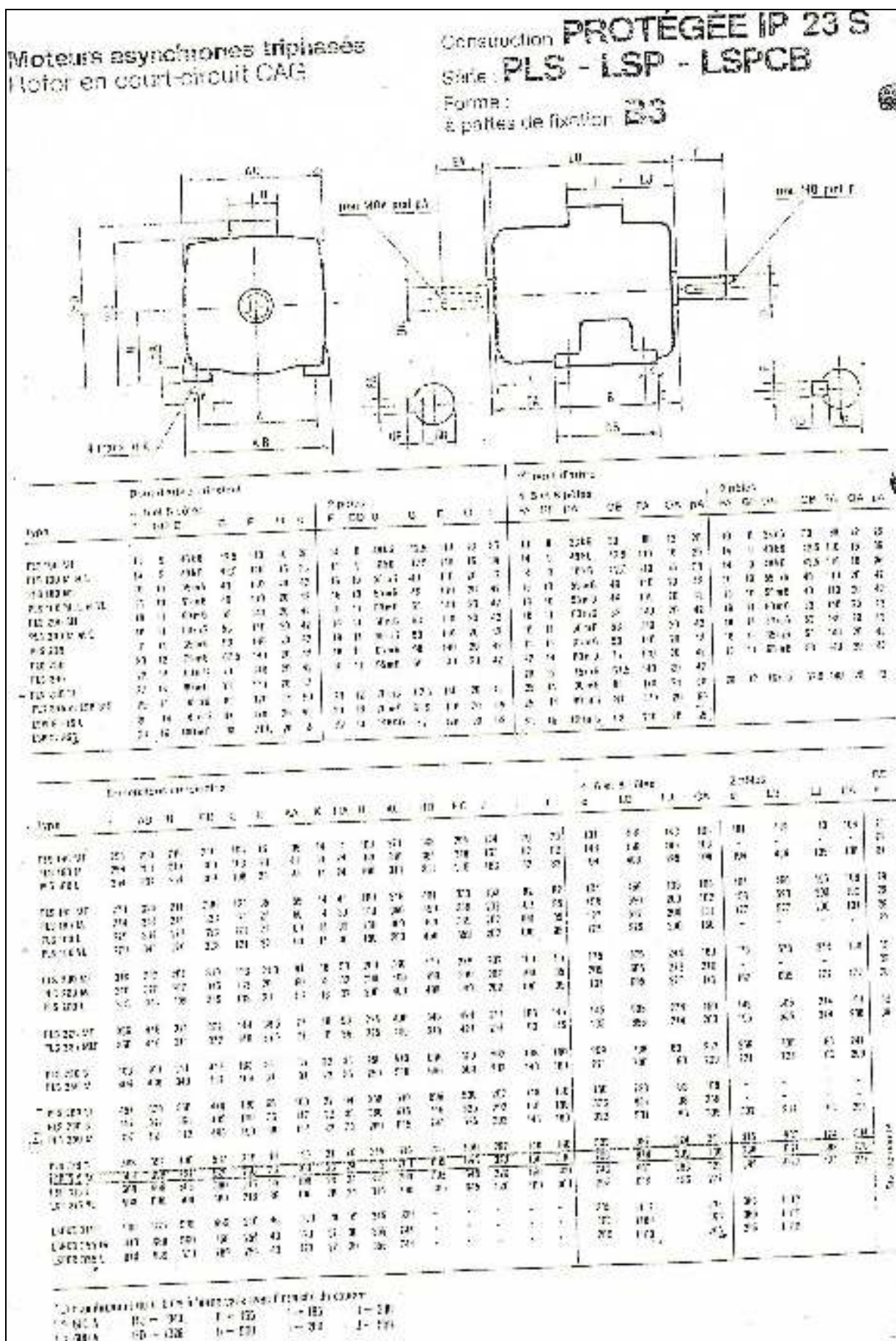


Tableau V.6.a : Dimensions du bout d'arbre principal

N° station	Type	2 pôles						
		F	GD	D	G	E	O	p
1	LSPCB355L	28	16	10m6	90	210	20	65
2	LSPCB355M	28	16	10m6	90	210	20	65
3	LSPCB315L2	25	14	90m6	81	170	20	65

Tableau V.6.b : Dimensions principales du moteur

N° station	Type	2 pôles												
		A	AB	B	BB	C	X	AA	K	HA	H	AC	e	LB
1	LSPCB355L	610	680	630	780	254	43	120	27	30	355	744	296	1100
2	LSPCB355M	610	680	560	750	254	43	120	27	30	355	744	366	1100
3	LSPCB315L2	508	615	508	665	216	46	120	28	39	315	620	386	1112

V.9. Dimensionnement des bâtiments des stations

Vu l'égalité du nombre de groupes électropompes au niveau de toutes les stations de pompage et du moment que leurs longueurs et leurs largeurs sont à peu près les mêmes, les dimensions des bâtiments des stations de pompage seront elles aussi égales.

V.9.1. Hauteur du bâtiment

Elle est calculée comme suit :

$$H_b = H_5 + H_6 + H_7 + H_8 + H_9 \quad (V.23)$$

Où :

$$H_5 = H_p + H_s + H_r \quad (V.24)$$

H_p : hauteur de la pompe, $H_p = h_1 + h_2$ (voir figure V.6) ;

A.N : $H_p = 300 + 325 \Rightarrow H_p = 625$ mm

H_s : hauteur du socle de 0,3 à 0,5 m, $H_s = 0,3$ m

H_r : hauteur de réserve $H_r = 0,5$ m ;

A.N : $H_5 = 0,625 + 0,3 + 0,5 \Rightarrow H_5 = 1,425$ m

H_6 : hauteur réservée à l'homme, $H_6=2,2$ m ;

H_7 : hauteur du chariot, $H_7 = 0,3$ m ;

H_8 : hauteur profilée, $H_8 = 0,8$ m ;

H_9 : hauteur de sécurité, $H_9 = 0,5$ m ;

A.N : $H_b = 1,425 + 2,2 + 0,3 + 0,8 + 0,5 \Rightarrow H_b = 5,225$ m

Conclusion :

Les hauteurs du bâtiment étant normalisées (3,6 ; 4,2 ; 4,8 ; 5,5 m) on prend comme hauteur du bâtiment $H_b = 5,5$ m.

Puisque le bâtiment de la station sera semi enterré et vu son plan d'architecture, on opte alors pour une hauteur du bâtiment de **7,5 m**.

V.9.2. Longueur du bâtiment

Elle est donnée en fonction des paramètres suivant :

$$L_b = n * L + L_{int} + L_{pf} + L_r + L_p \quad (V.25)$$

n : nombre de pompes, $n = 4$ (tenant compte de la pompe de secours)

L : longueur de la pompe et celle du moteur, $L = L_{pe} + L_m$;

L_{pe} : longueur de la pompe, $L_{pe} = a + f$ (voir figure V.6) ;

A.N : $L_{pe} = 729 + 488 \Rightarrow L_{pe} = 1217$ mm ;

L_m : longueur du moteur, $L_m = CA + B + C + E$ (voir figure V.7.b) ;

A.N : $L_m = 388 + 630 + 254 + 210 \Rightarrow L_m = 1482$ mm

A.N : $L = 1217 + 1482 \Rightarrow L = 2699$ mm, soit: $L = 2,699$ m.

$L = 4 * 2,699 \Rightarrow L = 10,796$ m.

L_{int} : distance entre deux pompes voisines, $L_{int} = (0,8-1,2)$ m,

On prend : $L_{int} = 1,2$ m.

L_{pf} : longueur de la plate-forme de montage, $L_{pf} = 3$ m.

L_r : longueur de l'armoire électrique, $L_r = (2-3)$ m ;

On prend : $L_r = 3$ m.

L_p : longueur du bureau du personnel,

On prend : $L_p = 4$ m ;

A.N : $L_b = 10,796 + 1,2 + 3 + 3 + 4 \Rightarrow L_b = 22$ m.

Conclusion : La station de pompage aura une longueur de **22 m**.

V.9.3. Largeur du bâtiment

Elle est donnée par la relation :

$$l_b = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + 2.s \quad (V.26)$$

s : épaisseur du mur, $s = 0,2$ m ;

l_1 : distance entre mur et premier organe de la pompe, $l_1 = 0,3$ m ;

l_2 : distance entre les tubulures, $l_2 = 1,2$ m ;

l_3 : longueur des accessoires d'aspiration,

$$l_3 + l_4 = l_p + l_{tr} + l_{tasp} + l_c \quad (V.27)$$

Où :

l_p : longueur de la pompe, $l_p = 2,699$ m ;

l_{tr} : longueur de la tubulure de refoulement, $l_{tr} = 2 * D_a$

A.N : $l_{tr} = 2*250 \Rightarrow l_{tr} = 0,5$ m ;

l_{tasp} : longueur de tubulure d'aspiration, $l_{tasp} = 0,9$ m ;

l_c : longueur du convergent, $l_c = 1,4$ m ;

A.N: $l_3 + l_4 = 2,699 + 0,5 + 0,9 + 1,4 \Rightarrow l_3 + l_4 = 5,499$ m

A.N: $l_b = 0,3 + 1,2 + 5,499 + 2*0,2 \Rightarrow l_b = 7,4$ m

Conclusion : La station de pompage aura une largeur de **7,4 m**.

V.9.4. Dimensions des portes

- ✓ porte principale : **3,2*3**
- ✓ porte secondaire : **2,5*1,6**

V.9.5. Dimensionnement des fenêtres

Il faut avoir un éclairage de surface de (10-15) % de la surface de la station en plus de l'éclairage électrique.

$$\sum S_f = 0,125 * 24 * 7,4 \Rightarrow \sum S_f = 22,2 \text{ m}^2$$

Le nombre de fenêtres sera :

$$n = \frac{\sum S_f}{S_f} \quad (V.28)$$

n : nombre de fenetres ;

S_f : surface d'une seule fenêtre, $S_f = (1,5 * 3)$;

A.N : $n = \frac{22,2}{1,5 * 3} \Rightarrow n = 5$ fenêtres

V.9.6. Dimensionnement des marches d'escalier :

- ✓ hauteur : 17 cm ;
- ✓ largeur : 30 cm ;
- ✓ pente : 1/1,75.

Le plan d'architecture du bâtiment des stations de pompage figure sur la planche N° 7.

Tableau V.7: Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station

Dimensions du bâtiment de la station (m)						
Longueur	Largeur	Hauteur	Epaisseur des murs	fenêtres	portes	
					secondaire	principale
23,95	7,4	7,5	0,3	1,5*3	2,5*1,6	3,2* 3

Conclusion

Vu la variation de la hauteur manométrique appelée et du débit demandé, les groupes électropompes des trois stations de pompage sont de caractéristiques hydro-électriques différentes.

Les pompes toutes de marque KSB, type Multitec et de classe A (aspiration axiale et refoulement radiale), sont multicellulaires à axe horizontal.

Ces pompes seront entraînées par des moteurs de marque LEROY SOMER, asynchrones triphasés monovitesse avec un rotor en court circuit CAG.

Chapitre VI

Pose de canalisation et accessoires

Introduction

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

Dans notre projet, nous avons procédé à l'étude d'une adduction. Cependant pour compléter cette dernière, nous ne devons pas négliger les accessoires à utiliser sur nos conduites.

VI.1. Pose de canalisation

VI.1.1. Principe de pose de canalisations [10]

Le levage et la manutention de tuyaux, les travaux dans les tranchées, sont des opérations dangereuses. Grâce aux instructions suivantes, la qualité des tuyaux et raccords ne sera pas détériorée lors de la pose et l'emboîtement et la procédure d'emboîtement ne sera pas compromise. Il est essentiel que ces opérations soient réalisées par un professionnel maîtrisant les procédures.

Les tuyaux doivent être manipulés avec soin, selon les recommandations du fabricant. Ils doivent être placés dans la tranchée avec un plan adapté à leur poids. Une grue mobile ou un ensemble bien conçu de chèvres à haubans peut être utilisé. Le positionnement des élingues doit être vérifié lorsque le tuyau se trouve juste au dessus de la tranchée pour garantir un bon équilibre.

Toutes les personnes doivent libérer la section de tranchée dans laquelle le tuyau est posé.

Tous les débris liés à la pose doivent être retirés de l'intérieur du tuyau avant ou juste après la réalisation d'un emboîtement. Ceci peut être effectué en faisant passer un goupillon le long du tuyau ou à la main, selon le diamètre. En dehors des opérations de pose, un bouchon temporaire doit être solidement appliqué sur l'extrémité ouverte de la canalisation. Cela peut faire flotter les tuyaux en cas d'inondation de la tranchée, auquel cas les tuyaux doivent être maintenus au sol par un remplissage partiel de la tranchée ou par étayage temporaire. Dans le cas où les tuyaux sont livrés avec des bouchons aux extrémités, ces derniers devront être récupérés par le maître d'œuvre pour recyclage après pose.

Une conduite doit être toujours posée avec une légère pente afin de créer des points bas pour la vidange, et des points hauts pour l'évacuation de l'aire entraînée soit lors du remplissage de la conduite soit pendant le fonctionnement. On adopte en conséquence un tracé en dents de scie avec des pentes de quelques millimètres par mètre et des changements de pente tout les 200 à 400 m.

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

VI.1.2. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire

La canalisation est posée dans une tranchée ayant une largeur minimale de 60 cm. Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur de 15 à 20 cm convenablement nivelé. Avant la mise en fouille, on procède à un triage de conduite de façon à écarter celles qui ont subies des chocs, des fissures, ..., après cela on pratique la décente en lit soit manuellement soit mécaniquement d'une façon lente. Dans le cas d'un soudage de joints, cette opération doit être faite de préférence en fond de tranchée en calant la canalisation soit avec des butées de terre soit avec des tronçons de madriers en bois disposés dans le sens de la longueur de la tranchée.

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints doit toujours avoir lieu avec remblaiement. L'essai consiste au remplissage de la conduite par l'eau sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 min environ, la diminution de la pression ne doit pas excéder 0,2 Bars.

Le remblaiement doit être fait par couche de 20 à 30 cm exempt de pierre et bien pilonné et sera par la suite achevé avec des engins (figure VI.1.a).



Figure VI.1.a : Pose de conduite dans un terrain ordinaire.

VI.1.3. Pose de canalisation dans un mauvais terrain

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

a) Cas d'un terrain peu consistant [4]

Pour éviter tout mouvement de la canalisation ultérieurement, celle-ci doit être posée sur une semelle en béton armé ou non avec interposition d'un lit de sable. La semelle peut être continue ou non en fonction de la nature du sol. Dans le cas où la canalisation repose sur des tasseaux, ces derniers doivent être placés plus proches des joints et soutenus par des pieux enfoncés jusqu'au bon sol (figure VI.1.b).

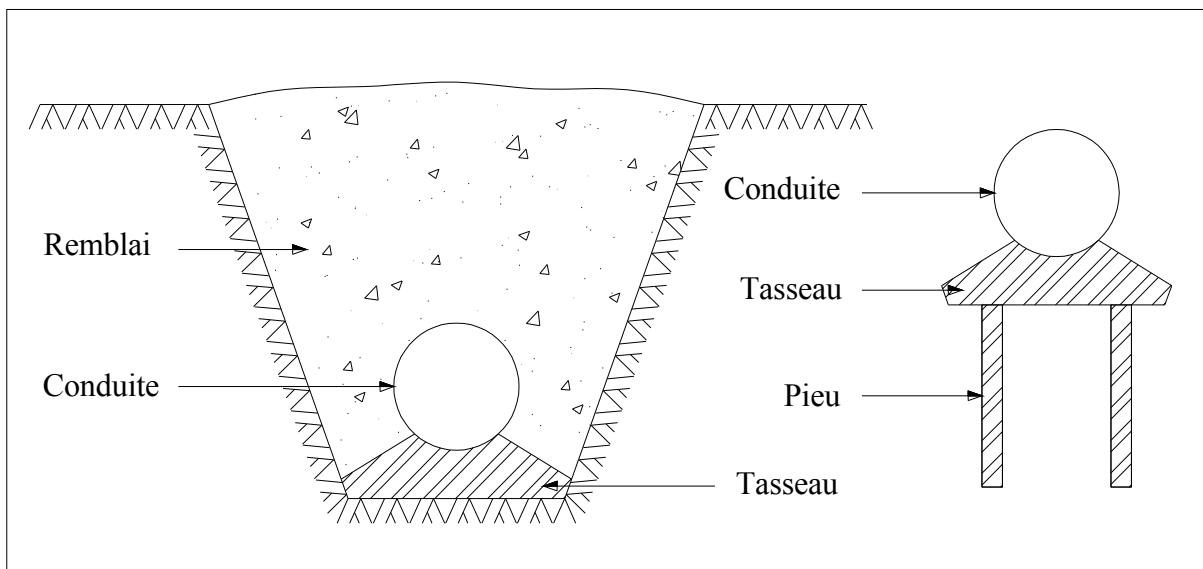


Figure VI.1.b: Pose de conduites dans un terrain peu consistant.

Remarque :

Dans notre cas, on prévoit une pose de canalisation sur les tasseaux et ceci dans les terrains de nature argileuse (voir l'étude géophysique, chapitre III).

b) Cas d'un terrain agressif

La protection des conduites enterrées en fonte, contre les phénomènes de corrosion, est à réaliser par une manche en film de polyéthylène (figure VI.1.c) lorsque le terrain présente une résistivité inférieure à $1500 \Omega \cdot \text{cm}$ ou lorsqu'il y a présence de sulfures, de sulfates ou de chlorures.

La manche en polyéthylène d'une certaine ampleur drapée la canalisation et doit la plaquer au maximum. La totalité du pli, dont l'extrémité est toujours dirigée vers le bas, se situe dans la partie supérieure de la canalisation. La manche est maintenue par des bandes adhésives ou des colliers souples à agrafage automatique à raison de 4 par tuyau. Les manches successives sont posées avec un recouvrement minimal de 0,30 m (figure VI.1.c).



Figure VI.1.c: Pose de conduites dans un terrain agressif.

Remarque :

Dans notre cas, on prévoit une manche en polyéthylène sur des longueurs de part et d'autre du site N°5 de prospection géophysique du tracé de l'adduction par refoulement où la résistivité du sol est inférieure à $1500 \Omega \cdot \text{cm}$.

VI.1.4. Pose de canalisation en galerie [4]

Dans certains cas le tracé de la canalisation peut rencontrer des obstacles qui nous obligent à placer la conduite dans une galerie.

Les conduites de diamètre important (sauf aqueducs) doivent être placées sur des madriers (bois de chêne) et calées de part et d'autre pour éviter leur mouvement.

Les canalisations de petit diamètre peuvent être placées dans un fourreau de diamètre supérieur et reposant sur des tasseaux en béton. Les robinets vannes sont placés dans des regards implantés de part et d'autre de la route (figure VI.1.d).

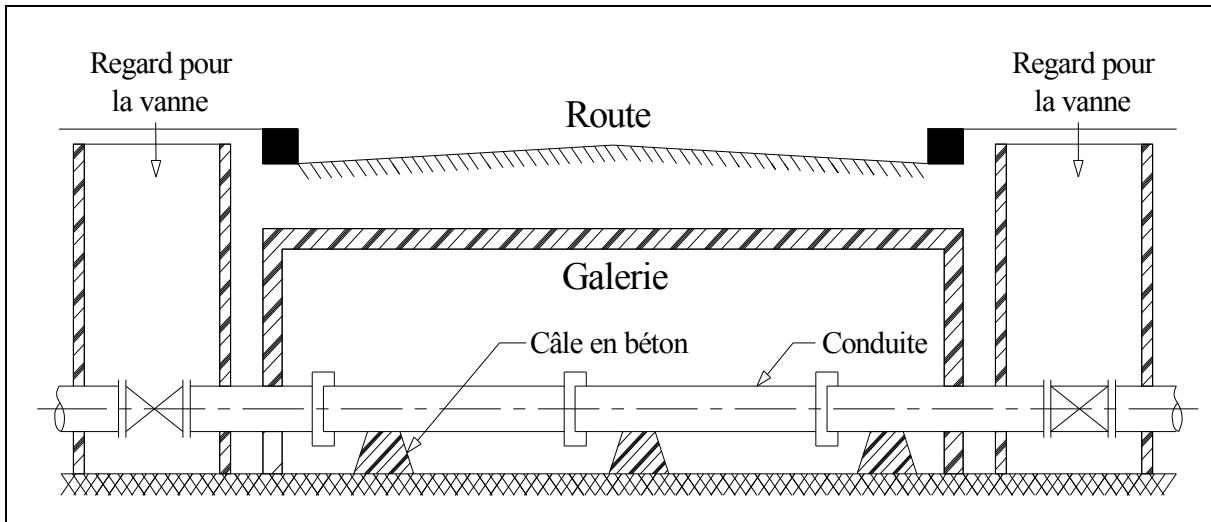


Figure VI.1.d : Pose de canalisation en galerie

VI.1.5. Traversée d'une rivière [4]

La pose de canalisation à la traversée d'une rivière demande certains travaux confortatifs en fonction de l'état de la traversée et de l'importance de l'adduction. L'existence d'un pont-route servira également de support pour la canalisation, ou celle-ci sera accrochée au tablier. Dans le cas où le pont-route n'existe pas la canalisation pourra suivre le lit de rivière, posée sur des ouvrages spéciaux (Tasseaux par exemple) et couverte de tout-venant pour être protégée contre les chocs (Dus à la navigation par exemple).

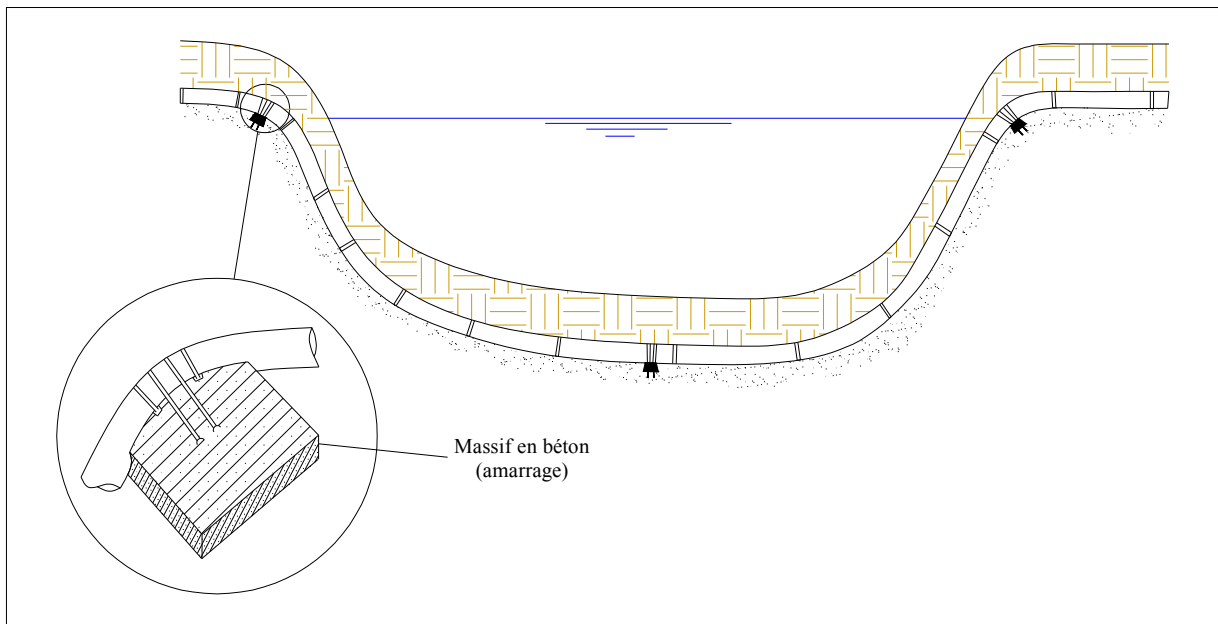


Figure VI.1.e: traversée d'une rivière

VI.1.6. Assemblage par emboîtement [10]

Avant l'assemblage, l'extérieur du bout uni et l'intérieur de l'emboîtement des deux éléments à raccorder devront être soigneusement nettoyés. Lorsque les distances d'insertion minimale et maximale ne sont pas précisées sur le tuyau, elles doivent être prises dans le tableau VI.2.

La mise en place des joints d'étanchéité sera facilitée par l'application préalable d'une mince couche de lubrifiant sur l'embase du renflement à l'intérieur de l'emboîture et selon les conseils du tableau VI.1.

Tableau VI.1: Nombre de tuyaux par kilogramme de pâte lubrifiante

DN	80/100/125	150/200	250	300/350	400/450	500	600	700
Nbre de tuyaux par kg de pâte lubrifiant	59	40	30	24	20	17	13	9

Il est important de ne pas appliquer de lubrifiant sur la surface d'encrage du joint.

Tableau VI.2: Profondeur d'insertion des tuyaux et des raccords

DN	Profondeur d'insertion des tuyaux		Déviation maximale de l'emboîtement (°)	Profondeur d'insertion des raccords	
	Max. (mm)	Min. (mm)		Max. (mm)	Min. (mm)
80	80	53	5	73	49
100	80	53	5	74	50
125	80	53	5	74	50
150	80	53	5	74	51
200	87	60	4	81	58
250	94	66	4	89	61
300	101	68	4	97	66
350	98	68	3	96	68
400	109	75	3	106	74
450	103	76	3	102	75
500	113	81	3	112	82
600	121	83	3	120	87
700	140	94	2	140	94
800	145	89	2	145	89
900	155	89	1°30'	155	89
1000	155	89	1°30'	155	89

Le joint d'étanchéité en caoutchouc doit être inspecté pour vérifier qu'il n'est ni déformé ni endommagé. Il doit être nettoyé, fléchi puis placé au fond de l'emboîture, contre le renflement. Il faut vérifier que la rainure sur le joint est bien située sur le bourrelet de maintien dans l'emboîture, et que le talon du joint est solidement niché dans son embase. Il faut également s'assurer que le joint circulaire épouse de manière uniforme la totalité de la circonférence et qu'il est lisse de tout renflement qui pourrait empêcher l'entrée du bout uni.

Sur les tuyaux de grands diamètres, cette opération peut être réalisée en formant deux ou trois boucles dans le joint, puis en plaquant ces boucles l'une après l'autre contre l'emboîture du tuyau.

Une mince couche de lubrifiant est appliquée sur la face intérieure du joint circulaire, aux endroits où il viendra en contact avec le bout uni, lequel peut recevoir le même traitement sur une distance de 75 mm depuis son extrémité. Le bout uni à emboîter doit être aligné et poussé avec précaution dans l'emboîture, jusqu'à ce qu'il vienne en contact avec le joint d'étanchéité. L'assemblage final est réalisé partir de cette position.

L'emboîtement est ensuite effectué en forçant le bout mâle à traverser le joint circulaire du tuyau récepteur, comprimant ainsi le joint, jusqu'à ce que la surface d'emboîture soit positionnée entre les distances d'insertion minimale et maximale (voir tableau VI.2)

VI.2. 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.2.1. 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) [5]

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.

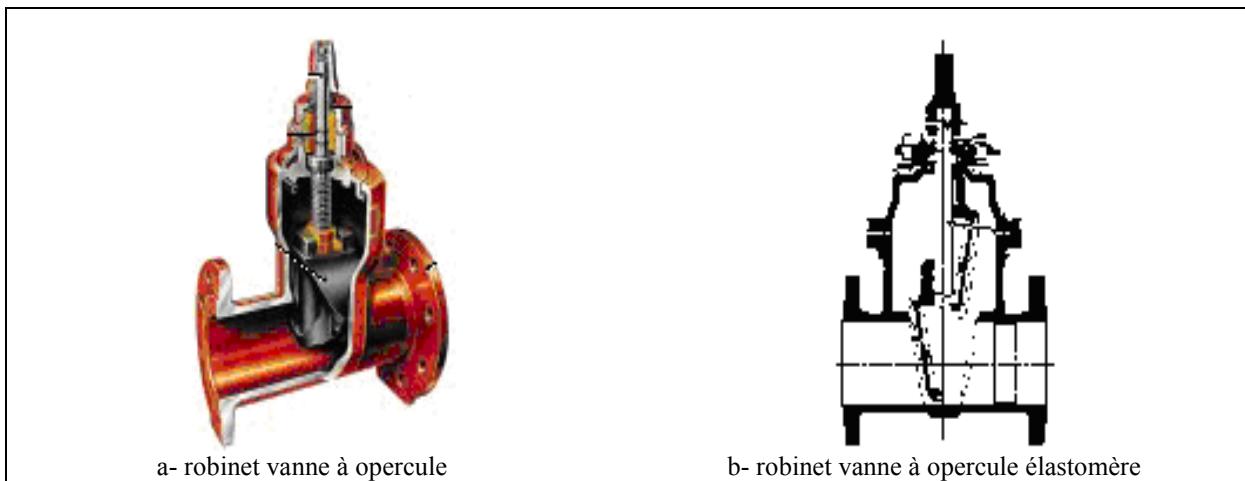


Figure VI.2.a : Robinets vanne à opercule (D'après document Pont-à-Mousson)

b) Vannes papillons [5]

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 manoeuvre est faible. Elle occasionne une faible perte de charge.

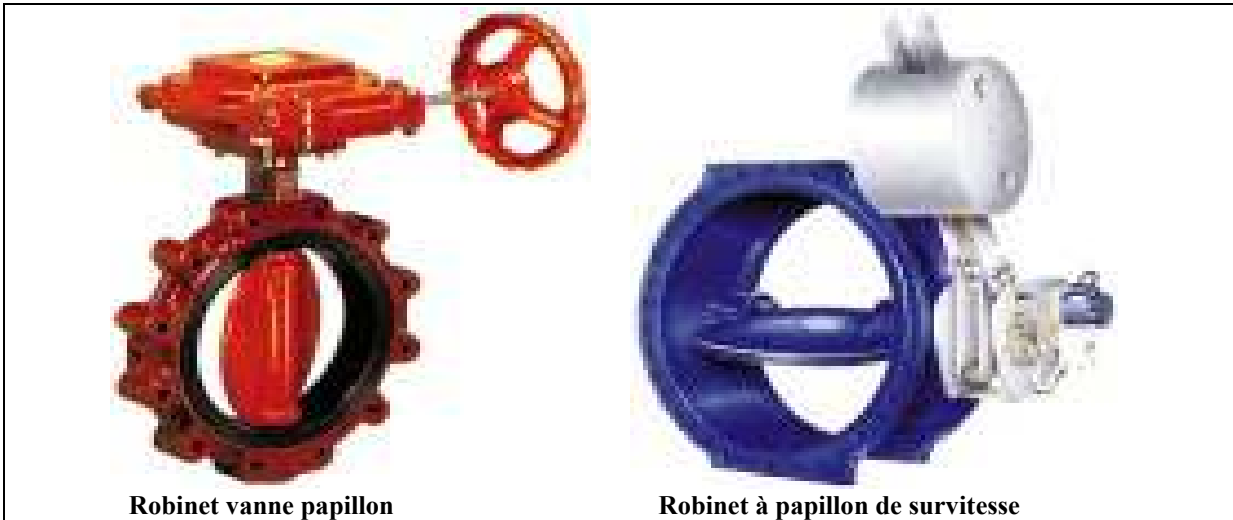


Figure VI.2.b : Robinets vanne papillon (D'après document Pont-à-Mousson)

Remarque :

Dans notre cas, on prévoit l'installation:

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

VI.2.2. Clapets anti retour [4] [14]

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.

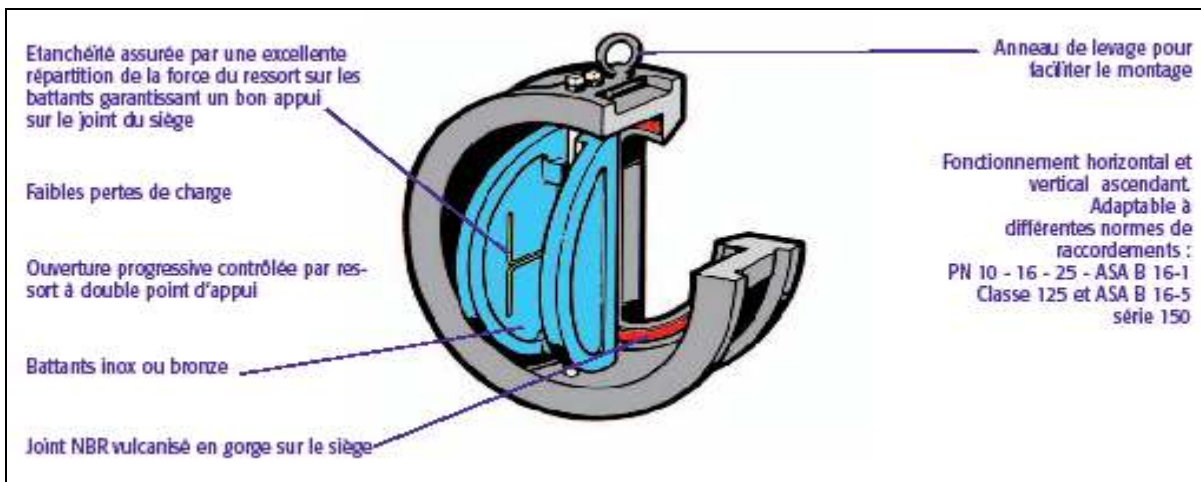


Figure VI.3.a : Clapet à double battant (D'après document Danfoss Socla)

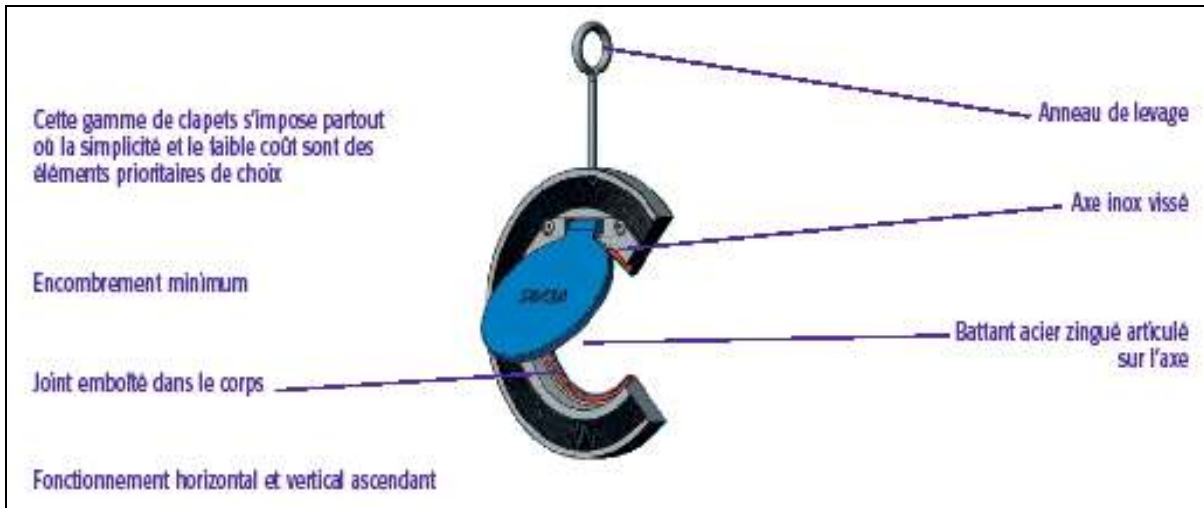


Figure VI.3.b : Clapet à simple battant (D'après document Danfoss Socla)

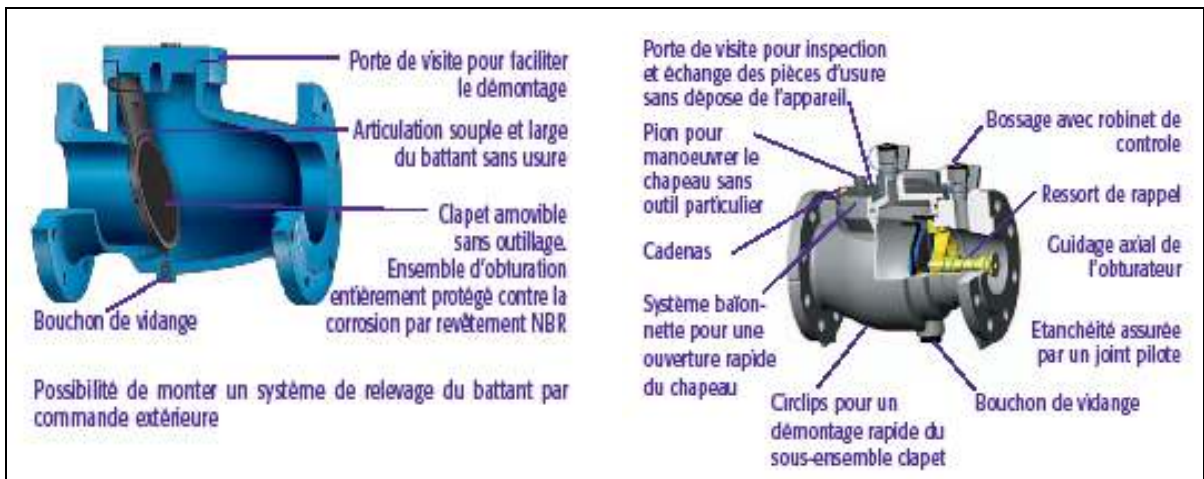


Figure VI.3.c : Clapet à simple battant (à brides) (D'après document Danfoss Socla)

Remarque :

Dans notre cas, on prévoit l'installation d'un clapet anti retour à la sortie de chaque pompe.

VI.2.3. Ventouses [5]

Une accumulation d'air peut se faire aux points hauts d'une conduite. La poche d'air provoque des perturbations qu'il s'agit d'éviter : diminution de la section, arrêt complet des débits diminution de la pression, coups de bélier.

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 (figure VI.4).

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.

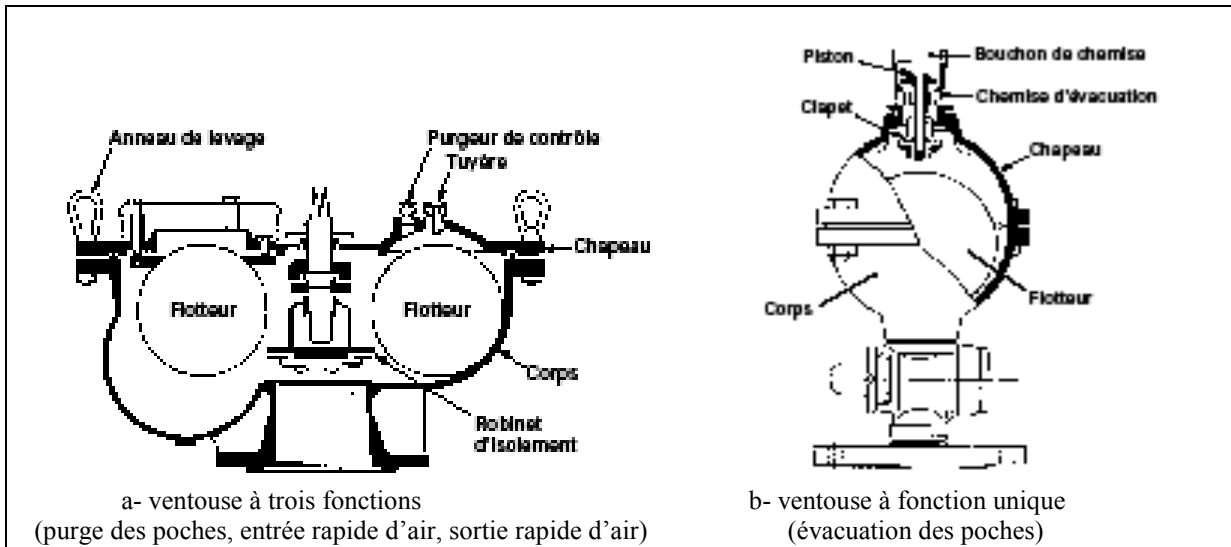


Figure VI.4 : Ventouse (D'après document Pont-à-Mousson)

Remarque :

Dans notre projet, on opte pour les ventouses à trois fonctions car l'adduction mixte est de diamètre variant de 400 à 500 mm.

VI.2.4. Vannes de décharge [4]

C'est un robinet disposé au point bas du tracé 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.2.5. Moyens anti-bélier [1] [13]

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

a) 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.

b) 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.

c) 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.

d) 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 bélier (figure VI.5).

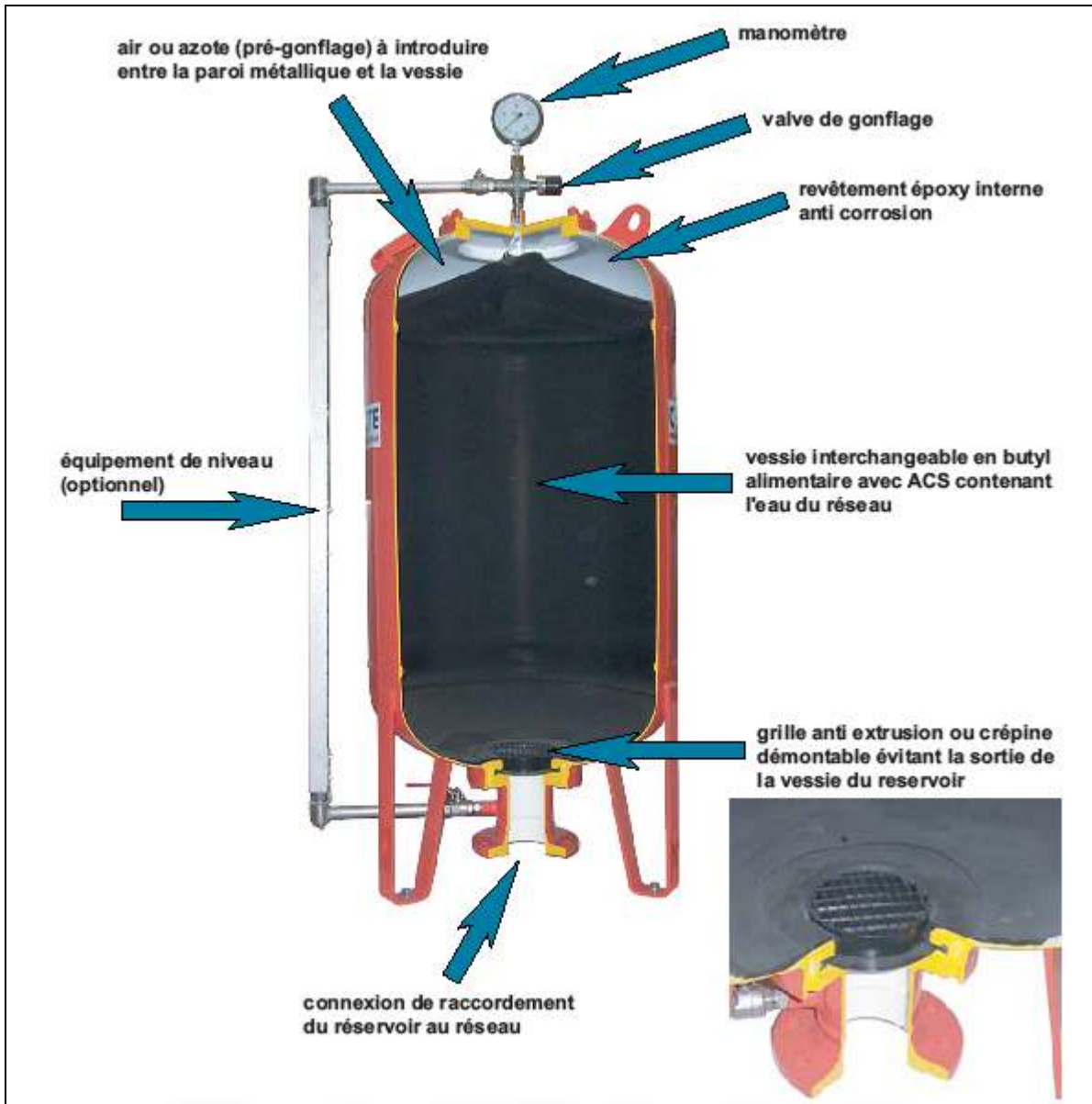


Figure VI.5 : Réservoir anti béliers à vessie butyle (d'après document CHARLATTE)

Remarque :

Dans notre projet, les réservoirs d'air s'imposent comme moyen anti béliers grâce à leurs avantages et feront l'objet de la deuxième partie du chapitre VII.

VI.2.6. By-pass [4]

Le by pass est utilisé pour :

- ✓ Faciliter la manoeuvre 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.2.7. Poteaux d'incendie [4]

Les poteaux d'incendie sont plus nombreux et rapprochés lorsque les débits d'incendie sont plus élevés. Les poteaux d'incendie doivent comporter au moins deux prises latérales de

65mm de diamètre auxquelles on ajoute une prise frontale de 100 mm si le débit d'incendie dépasse 500 l/min ou si la pression de l'eau est faible.

Dans notre cas, on prévoit l'installation de deux poteaux d'incendie au niveau de chaque station de pompage.

VI.2.8. Crépines [8]

La crépine évite l'entrée accidentelle de corps solides dans la pompe, elle est constituée par un cylindre perforé qui refuse le passage à des objets.

Il est à noter qu'une crépine doit toujours être entièrement immergée pour éviter les rentrées d'air (une marge suffisante doit être prévue pour le vortex) et éloignée d'environ 0,5 m du fond du puisard.

Remarque :

Dans notre cas, les crépines seront installées sur chaque conduite de départ (collecteur d'aspiration) à l'intérieur des réservoirs.

VI.2.9. Déversoirs de trop plein

Dans certains cas lorsque le débit d'apport est important, on a intérêt à transformer l'extrémité supérieur de la conduite de trop plein en forme d'entonnoir dimensionné.

VI.2.10. Joints de raccordement [5]

Les longueurs de tuyaux sont assemblées par des joints non verrouillés, verrouillés ou à brides. Les joints verrouillés permettent une autobutée des canalisations, évitant des massifs en béton lourds, encombrants et longs à réaliser. Les joints les plus couramment utilisés sont (figure VI.6.a) :

- ✓ le joint express (verrouillé ou non) ;
- ✓ le joint standard (verrouillé ou non) ;
- ✓ les joints automatiques verrouillés ;
- ✓ 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.

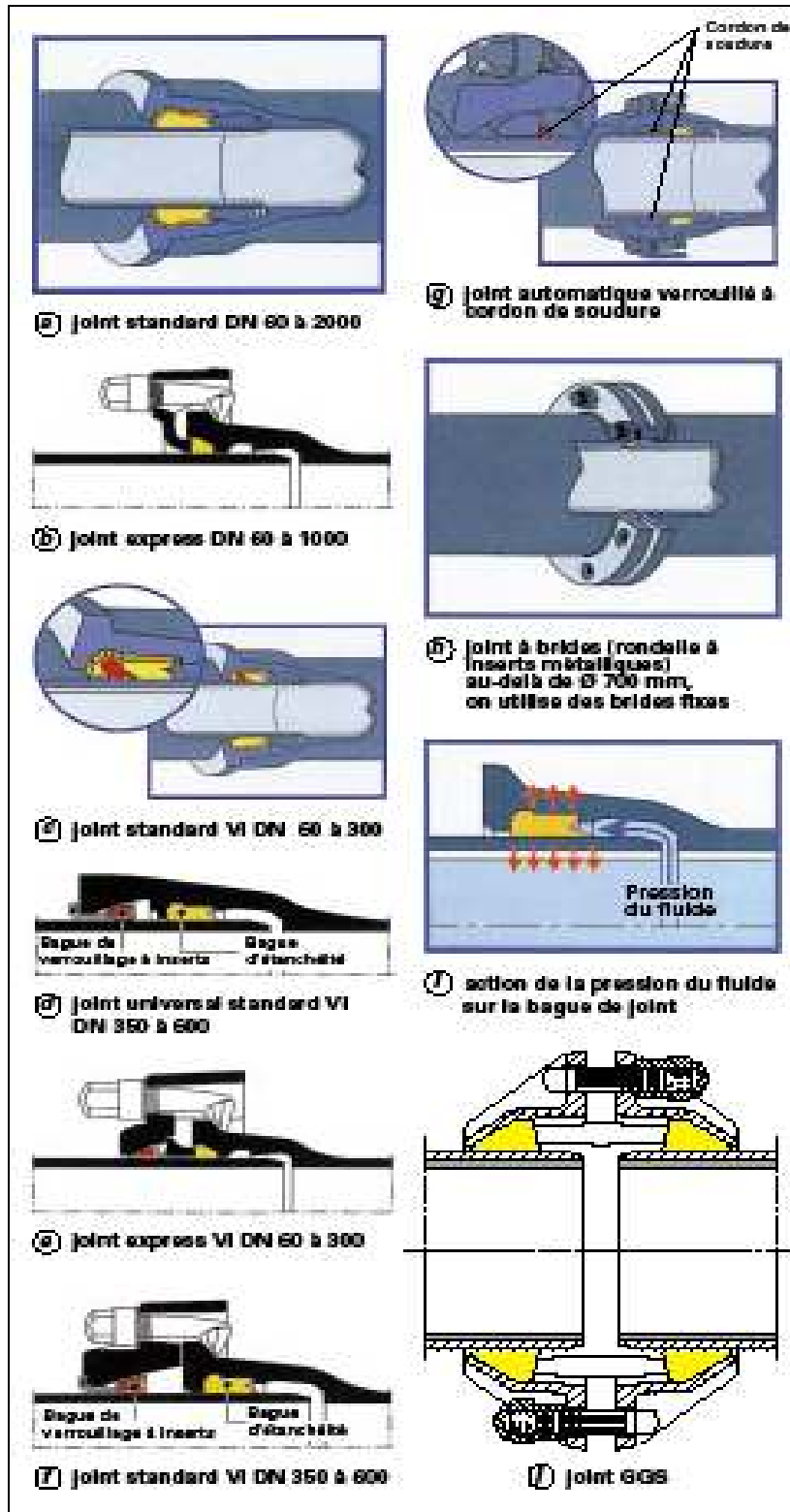


Figure VI.6.a : joints pour canalisations en fonte

Selon les diamètres et les types de joints, une certaine déviation est admise à la pose variant de 1 à 5° (figure VI.6.b).



Figure VI.6.b : Déviation angulaire

VI.2.11. Organes de mesure [4]

a) 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 (figure VI.7). La mesure s'effectue avec un capteur de pression différentielle.

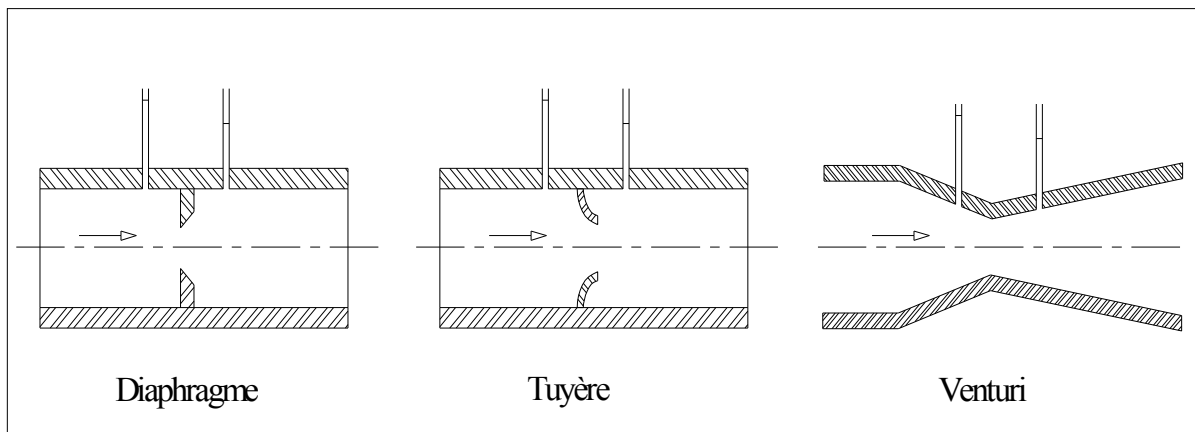


Figure VI.7 : Débitmètres déprimogènes

b) Mesure de pression

Les appareils les plus utilisés sont :

- manomètres à aiguilles

Dans les manomètres à aiguille, le mouvement est transmis à l'aiguille soit par un secteur denté soit par un levier soit par une membrane. L'avantage de cette transmission est la facilité d'étalonnage et son inconvénient réside dans l'usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des vibrations (figure VI.8).

➤ *manomètres à soufflet*

Ce sont des manomètres dont l'organe actif est un élément élastique en forme de soufflet. Sous l'effet de la pression, le soufflet se déforme dans la direction axiale. Les manomètres à soufflet présentent l'avantage d'éliminer le danger de gel et leur inconvénient réside dans leur sensibilité aux vibrations et au surchauffage.



Figure VI.8 : Manomètre (d'après document BAMO)

Remarque :

Dans notre cas, où les trois installations sont en charge, on prévoit un manomètre à l'entrée et un autre à la sortie de chaque pompe.

VI.3. Organes de raccordement [4]

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.

VI.3.1. 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°), $\frac{1}{16}$ ($22^\circ 30'$),

$\frac{1}{32}$ ($11^\circ 15'$).

VI.3.2. 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.

VI.3.3. 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.

VI.3.4. 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.

Conclusion

Après avoir étudié soigneusement la zone d'étude, et vu la nature du terrain ordinaire, nous optons pour une pose de canalisation classique (voir figure V.1.a), étant donné que nous avons une adduction à diamètre variable, la largeur et la profondeur de la tranchée seront variables le long du tracé.

Afin d'assurer un bon fonctionnement de l'adduction, les accessoires doivent être installés soigneusement, pour cela les raccordements seront effectués par des personnes qualifiées et compétentes. D'après les profils effectués pour chaque tronçon d'adduction, les accessoires à utiliser seront :

- ✓ Les réservoirs anti-bélier à la sortie de chaque station de pompage.
- ✓ Les ventouses sur les points hauts pour faire évacuer et laisser pénétrer l'air dans les conduites;
- ✓ Les vannes de décharge pour vidanger, nettoyer et réparer les conduites;
- ✓ Les robinets vannes pour isoler le tronçon à entretenir;
- ✓ Les vannes papillons à la sortie des réservoirs pour interrompre l'écoulement dans le cas où les conduites éclatent.
- ✓ Les clapets anti-retour ;
- ✓ Les manchons pour le montage et le démontage des différents accessoires.

Chapitre VII

Protection des conduites

Introduction

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

En plus de la corrosion, les conduites d'adduction sont soumises au phénomène du coup de bélier dont la brutalité est susceptible d'entraîner les ruptures de tuyaux.

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

VII.1. Protection des conduites contre la corrosion [1]

VII.1.1. Définition

La corrosion est le phénomène de dégradation d'un substrat métallique, sous l'action du milieu ambiant. Elle correspond au retour de la matière à son état le plus stable. Dans le cas du fer, par exemple, la forme stable dans la nature n'est pas le métal mais l'oxyde, c'est pourquoi une pièce en acier exposée sans protection à une atmosphère humide tend à se transformer en rouille (oxyde de fer hydraté).

VII.1.2. Corrosion externe

Cette corrosion est caractérisée par une attaque du métal due à des phénomènes extérieurs en liaison, le plus souvent, soit avec la nature du sol, soit avec des installations électriques à courant continu situées au voisinage des réseaux d'alimentation en eau.

Si ces phénomènes sont importants, il peut se produire une destruction rapide des canalisations par formation de cratères qui mènent à une perforation, ou à une attaque sous forme de couche de rouille croûteuse ou filandreuse, annonçant une diminution de l'épaisseur du métal.

Il y a donc lieu d'attacher une grande importance à ces problèmes, en ce qui concerne plus particulièrement les réseaux de conduite en acier, lesquels, ordinairement, sont plus vulnérables que les conduites en fonte.

* Corrosion par formation de pile

L'attaque d'une conduite métallique posée dans le sol peut être comparée à ce qui se passe lorsque l'on plonge dans un bac d'électrolyte deux métaux différents, ou l'un des deux se trouve protégé (cathode) et l'autre est attaqué (anode).

Le sol constitue, de par sa nature et en raison de l'humidité relative qui y règne, un électrolyte présentant une conductibilité plus ou moins grande. L'oxygène y joue un rôle important. Ces différences de concentration en gaz dissous dans le sol, ajoutées à des différences de concentration de sel, peuvent aboutir, en définitive, par suite de l'hétérogénéité de l'électrolyte, à la formation de piles de concentration dont la conduite en fer représente le circuit extérieur. Il naît alors un courant galvanique avec toutes les conséquences pouvant en résulter pour les zones anodiques qui se trouveront attaquées. C'est l'attaque dite par formation de pile géologique. C'est ainsi qu'il a été constaté que les terrains argileux, marécageux, humides et peu aérés sont anodiques et que les terrains calcaires, sableux, secs et bien aérés sont cathodiques.

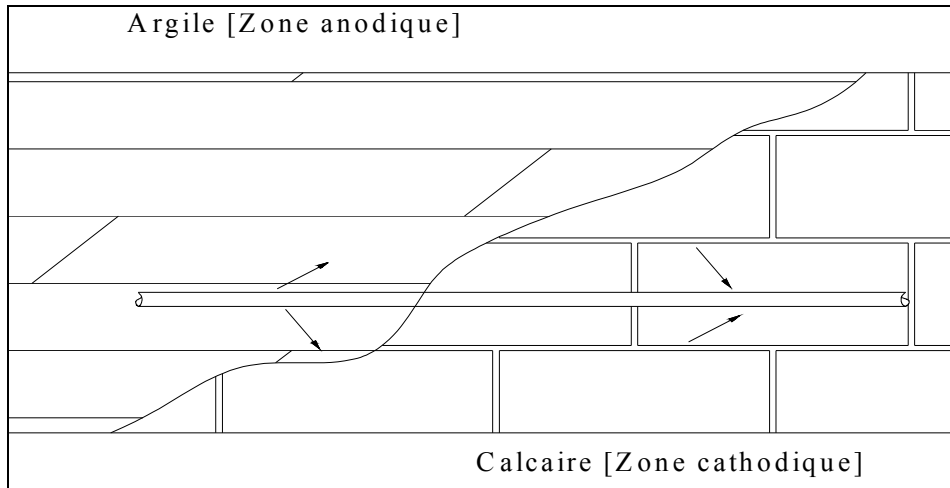


Figure VII.1: Corrosion par formation de pile.

VII.1.3. Protection des conduites contre la corrosion

Une bonne protection d'un réseau en acier consistera, d'abord, à ne mettre en terre que des tuyaux convenablement revêtus d'une enveloppe isolante ayant fait ses preuves dans ce domaine. Par ailleurs, on doit assurer, au droit des joints, une parfaite continuité de cet enrobage.

La pose des conduites sera effectuée avec beaucoup de soins en vue d'éviter la détérioration de cette protection.

On évitera, autant que possible, la formation de piles géologiques qui pourrait se produire en disposant, par exemple, une conduite sur un fond de fouille argileux (zone humide) avec remblai en sable (zone sèche, aérée). Il en résulte, en effet, une zone anodique au contact de l'argile, d'où une circulation de courant capable d'attaquer les tuyaux le long de la génératrice inférieure.

VII.1.4. Protection cathodique

Dans le but de protéger contre la corrosion un réseau de canalisations en acier, il y a lieu d'effectuer, tout d'abord, une prospection préalable.

Le critère de la corrosion par effet de pile réside dans la mesure de la résistivité du sol dans lequel sera posée la canalisation. En principe, cette résistivité, basse dans les terrains humides, argileux, varie de 500 Ω m dans le sable à 10 000 Ω m dans la roche.

Or, l'expérience montre que, pratiquement, on doit protéger cathodiquement quand la résistivité moyenne descend au-dessous de 50 Ω m. Si la présence de courant vagabonds est redoutée, il faut se livrer, une fois la conduite posée, à des mesures de longue durée permettant de déceler les zones d'entrée et de sortie du courant.

Même si la prospection préalable montre que des effets de pile ne sont pas à redouter et qu'en tout état de cause le revêtement de la conduite permet d'y pallier dans une certaine mesure, il ne faut pas oublier qu'un revêtement peut vieillir, ou se détériorer accidentellement. C'est alors que la conduite peut se corroder par électrolyse si des sorties de courant sont ainsi rendues possibles. Ainsi, la protection cathodique d'un réseau en acier est recommandée vivement. Cette appellation de protection cathodique provient du fait qu'en vue de protéger une conduite, il suffit de la transformer en zone d'entrée de courant puisque la corrosion n'existe qu'aux emplacements où le courant quitte la conduite.

Conclusion :

Dans notre cas de figure, une manche en polyéthylène ou une couche de goudron assureront la protection des conduites, en fonte ductile, traversant des terrains agressifs.

VII.1.5. Corrosion interne des canalisations

A côté du problème envisagé aux paragraphes précédent et ayant trait à la corrosion extérieure des canalisations, il faut ajouter celui-ci en se rapportant à la corrosion intérieure.

Il arrive que les eaux fortement minéralisées provoquent, dans les canalisations, des dépôts se fixant sur les parois, surtout si la vitesse de l'eau est faible. Ces dépôts constituent alors autant de petites piles dans un milieu bon conducteur et il en résulte des attaques locales du métal et éventuellement, des perforations.

La présence de fer dans l'eau, même à des doses inférieures à 0,10 mg/l, peut, également, être la cause de perforation. En flocculant sous forme d'oxyde, il constitue des dépôts, donc des piles très actives. Il apparaît, sous chaque concrétion, une diminution rapide d'épaisseur du métal de la conduite.

En vue de remédier aux inconvénients signalés ci-dessus, il est indispensable, tout d'abord, d'exiger un revêtement très soigné des canalisations. Par ailleurs, on devra étudier soigneusement notre canalisation de façon à éviter les faibles vitesses.

L'exécution des travaux devra être ensuite attentivement faite. La pose de la canalisation, en particulier les joints, doit être correctement effectuée.

En fin, l'exploitation joue un grand rôle dans le maintien en bon état d'un réseau, elle doit être confiée à un personnel hautement qualifié.

VII.2. Protection des conduites contre le coup de bélier [2], [1]

VII.2.1. Définition

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

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

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

VII.2.2. Causes du coup de bélier

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

- L'ouverture ou la fermeture brusque 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.
- La modification de la vitesse d'une pompe.
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage est cependant la cause la plus répandue du coup de bélier.
- La mise en marche ou la modification de l'opération d'une turbine.

VII.2.3. 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 engendrée 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.

VII.2.4. Description des phénomènes physiques

a) État d'équilibre d'un système hydraulique

Les phénomènes transitoires hydrauliques apparaissent lorsque l'équilibre des forces agissant sur un système est modifié. Quand un liquide est en mouvement dans une conduite et que ce mouvement ne varie pas dans le temps, il y a un état d'équilibre permanent. En fait, il y a équilibre entre l'énergie disponible (ou potentielle) et les énergies dues au mouvement (cinétique) et perdues par le frottement, ce qui définit un mouvement permanent. Cette vision est macroscopique car, à une échelle plus petite, on observe que les vitesses fluctuent constamment autour d'une valeur moyenne, c'est une manifestation de la turbulence.

b) Onde élastique et oscillation en masse

Les variations de régime dans un système sous pression peuvent adopter deux comportements différents. Si le système est fermé, c'est-à-dire qu'il ne contient pas d'endroit où il est possible d'accumuler de l'eau en grande quantité, on observe une variation locale importante de la pression; c'est le coup de bélier par onde élastique. Dans le cas où l'eau peut être accumulée dans un réservoir ou une cheminée d'équilibre on parle plutôt d'oscillation en masse.

c) Perturbation de l'équilibre, effet sur les pressions

Si on considère la conduite dans laquelle coule un liquide en régime permanent, le niveau de la pression est fort raisonnable, soit inférieur à celui de la pression hydrostatique dans des conditions d'écoulement nulles. Qu'advient-il lorsque, pour une raison ou une autre, il y a une modification temporelle de l'écoulement par accélération ou décélération? La réponse du physicien se base sur les principes de la mécanique newtonienne. Il y aura un transfert

d'énergie entre les énergies potentielle et cinétique pour chercher à atteindre un nouvel équilibre en tenant compte des pertes et transgresser le principe de conservation de l'énergie.

Cette réponse, toute rigoureuse qu'elle soit, peut nous paraître bien aride et nous pouvons nous demander comment cela peut s'appliquer au simple cas de la masse d'eau qui circule en régime permanent dans une conduite et qui voit son mouvement modifié. Partant des principes que, dans un fluide, l'énergie potentielle se traduit par une énergie de pression et que, d'autre part, l'eau n'est pas absolument incompressible et que la conduite admet des déformations élastiques.

VII.2.5. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier [5]

Pour la protection de la conduite gravitaire contre le phénomène du coup de bélier, on se contentera de la détermination du temps de fermeture de la dernière vanne sur cette conduite.

Les ondes de surpression et de dépression sont caractérisées par une vitesse de propagation donnée par la formule d'Allievi :

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

a : célérité d'onde (m/s) ;

D : diamètre de la conduite (mm) ;

e : épaisseur de la conduite (mm) ;

pour la fonte : K = 1.

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

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

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

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

L : longueur de la conduite (m).

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

Conclusion :

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

VII.2.6. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier

Ils existent 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** : C'est 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 libère, le cas échéant, le débit de retour de conduite correspondant à la valeur de la surpression admissible. Il y a lieu de prévoir l'évacuation vers l'extérieur, de l'eau ainsi libérée.

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.

Remarque :

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

VII. 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.

Remarque :

Vu ses avantages, la méthode de Bergeron est la méthode retenue dans le cas de notre projet.

VII.3.1. Méthode de calcul (Méthode de Bergeron) [1]

C'est par l'épure de Bergeron que seront déterminées les valeurs de la dépression et de la surpression maximales dans la conduite après s'être fixé au préalable les caractéristiques du réservoir d'air (volume U_0 d'air en régime normal) et de son dispositif d'étranglement.

Cette méthode consiste à déterminer par approximation successive la vitesse de l'eau dans le refoulement au niveau du réservoir d'air.

On considèrera qu'au cours d'un aller-retour de l'onde, donc d'un intervalle de temps $t_r = \frac{2 \cdot l}{a}$; l'eau, qui poursuit, par exemple, sa montée est animée au début d'un intervalle quelconque d'une vitesse V_{fn-1} et à la fin d'une vitesse $V_{fn} < V_{fn-1}$.

Comme les sommets 2P, 4P, 6P, ... etc, de l'épure correspondent à des états finals, c'est la vitesse finale de l'eau au cours de l'intervalle qui doit être considérée et c'est cette vitesse V_f que l'on se fixe au départ, a priori.

Par ailleurs en partant d'un volume initial arbitraire du réservoir d'air, et en utilisant la valeur choisie arbitrairement pour la vitesse finale de l'eau dans l'intervalle de temps considéré, il est calculé successivement, à la fin de cet intervalle : la précision dans le réservoir, puis celles en aval de l'étranglement et en aval du diaphragme représentatif des pertes de charge dans la conduite.

Les ondes de dépression et de surpression sont caractérisées par une vitesse de propagation donnée par la formule VII.2.

La valeur du coup de bélier est de :

$$\Delta b = \pm \frac{a * V_0}{g} \text{ (Formule de JOUKOWSKY) (VII.3)}$$

V_0 : vitesse d'écoulement en régime permanent (m/s) ;

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

Une pression dans la conduite est ainsi trouvée, on vérifie alors en menant une horizontale passant par la valeur de cette pression finale, que cette droite coupe bien $\frac{a}{g * S}$ au droit de V_f .

Sinon les calculs seront recommencés avec une autre valeur de V_f .

1) Les temps se suivent selon des valeurs (formule VII.1).

2) L'augmentation ΔU du volume d'air du réservoir d'air (quand l'eau monte dans la conduite) ou sa diminution (quand l'eau redescend) est exprimée par le volume correspondant de l'eau que se réservoir écoule vers la conduite ou reçoit de la conduite au cours du régime transitoire. Ce n'est autre que le volume d'eau qui circule dans la conduite de refoulement de section S pendant le temps t_r et avec une vitesse moyenne V_m qui sera supposée égale à la moyenne arithmétique des vitesses au début et à la fin de t_r .

La vitesse moyenne pour chaque intervalle :

$$V_{mi} = \frac{V_{fn-1} + V_{fn}}{2} \text{ (VII.4)}$$

La variation du volume d'air :

$$\Delta U_i = S * V_{mi} * t_{r1} \text{ (VII.5)}$$

S : section de la conduite (m^2) ;

3) Le volume d'air comprimé :

$$U_i = U_{i-1} \pm \Delta U_i \text{ (VII.6)}$$

+ ΔU_i : lorsque le réservoir d'air se vide.

- ΔU_i : lorsque le réservoir d'air se remplit.

4) La nouvelle pression dans le réservoir d'air sera exprimée en admettant que la détente du fluide s'effectue conformément à la loi du Poisson :

$$(Z_0 + \delta_0) * U_0^{1,4} = Z * U^{1,4} \text{ (VII.7)}$$

Où δ_0 représente les pertes de charge dans la conduite en régime en fonctionnement normal. En effet, en marche normale, la hauteur manométrique absolue à la pompe correspondant au volume U_0 est : $Z_0 + \delta_0$ donc :

$$Z = \frac{(Z_0 + \delta_0) * U_0^{1,4}}{U^{1,4}} \text{ (VII.8)}$$

5) On évaluera, à la montée de l'eau, la valeur V_1 de la vitesse de l'eau dans cette tuyère en fonction de la vitesse finale V_f de l'eau dans la conduite pour l'intervalle de temps considéré. On évaluerait de même la vitesse V_2 dans cette tuyère à la descente de l'eau.

A la montée de l'eau, la tuyère ayant un coefficient de débit de l'ordre de 0,92, le rapport des vitesses $\frac{V_1}{V_f}$ est égal au rapport inverse des carrés des diamètres (figure VII.2.a).

$$\frac{V_1}{V_f} = \frac{\phi^2}{d^2} = \frac{\phi^2}{(0,92 * d)^2} = K \quad (\text{VII.9})$$

d sera choisi pour que K reste compris entre 15 et 20

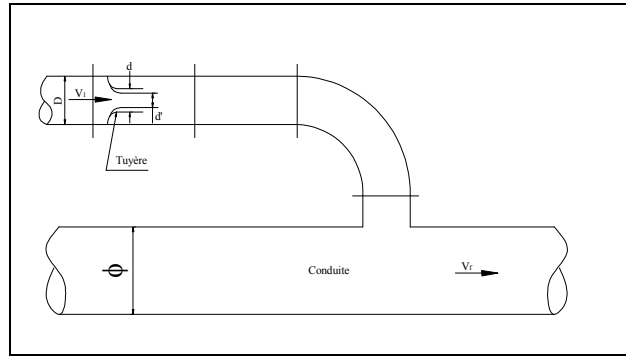


Figure VII.2.a : l'eau du réservoir se dirige vers la conduite

La perte de charge Δh_1 à la montée de l'eau en fonction du rapport m des sections de la veine contractée (diamètre d') et de la tubulure (diamètre D) qui détermine sur le graphique (figure VII.3) un coefficient c , On a ainsi :

$$\Delta h_1 = c * \frac{V_1}{2 * g} \quad (\text{VII.10})$$

A la descente de l'eau, la tuyère agit comme un ajutage rentrant de Borda un coefficient de contraction de 0,5, le rapport des vitesses $\frac{V_2}{V_f}$ de l'eau dans la tuyère et dans la conduite est égal au rapport inverse des sections (figure VII.2.b).

$$\frac{V_2}{V_f} = \frac{2 * \phi^2}{d^2} = K' \quad (\text{VII.11})$$

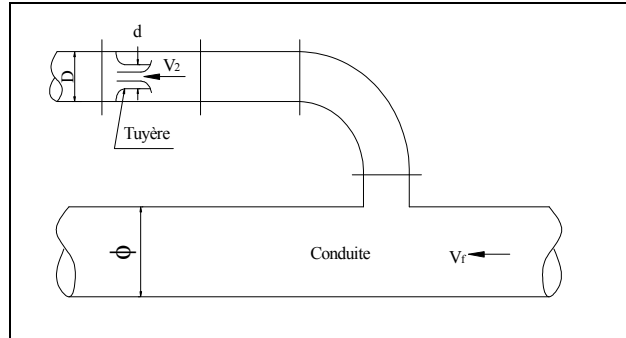


Figure VII.2.b : l'eau de la conduite revient dans le réservoir

La perte de charge Δh_2 à la descente de l'eau s'évalue en fonction du nouveau rapport m des sections de la veine contractée de section $(\frac{\pi * d^2}{8})$ et de la tubulure (diamètre D). Il suffit de lire sur le graphique (figure VII.3) le nouveau coefficient c' et on a :

$$\Delta h_2 = c' * \frac{V_2}{2 * g} \quad (\text{VII.12})$$

6) La pression absolue dans la conduite se déduit :

- en faisant la différence : $Z - \Delta h_1$ quand l'eau monte,
- en faisant la somme : $Z + \Delta h_2$ quand l'eau descend.

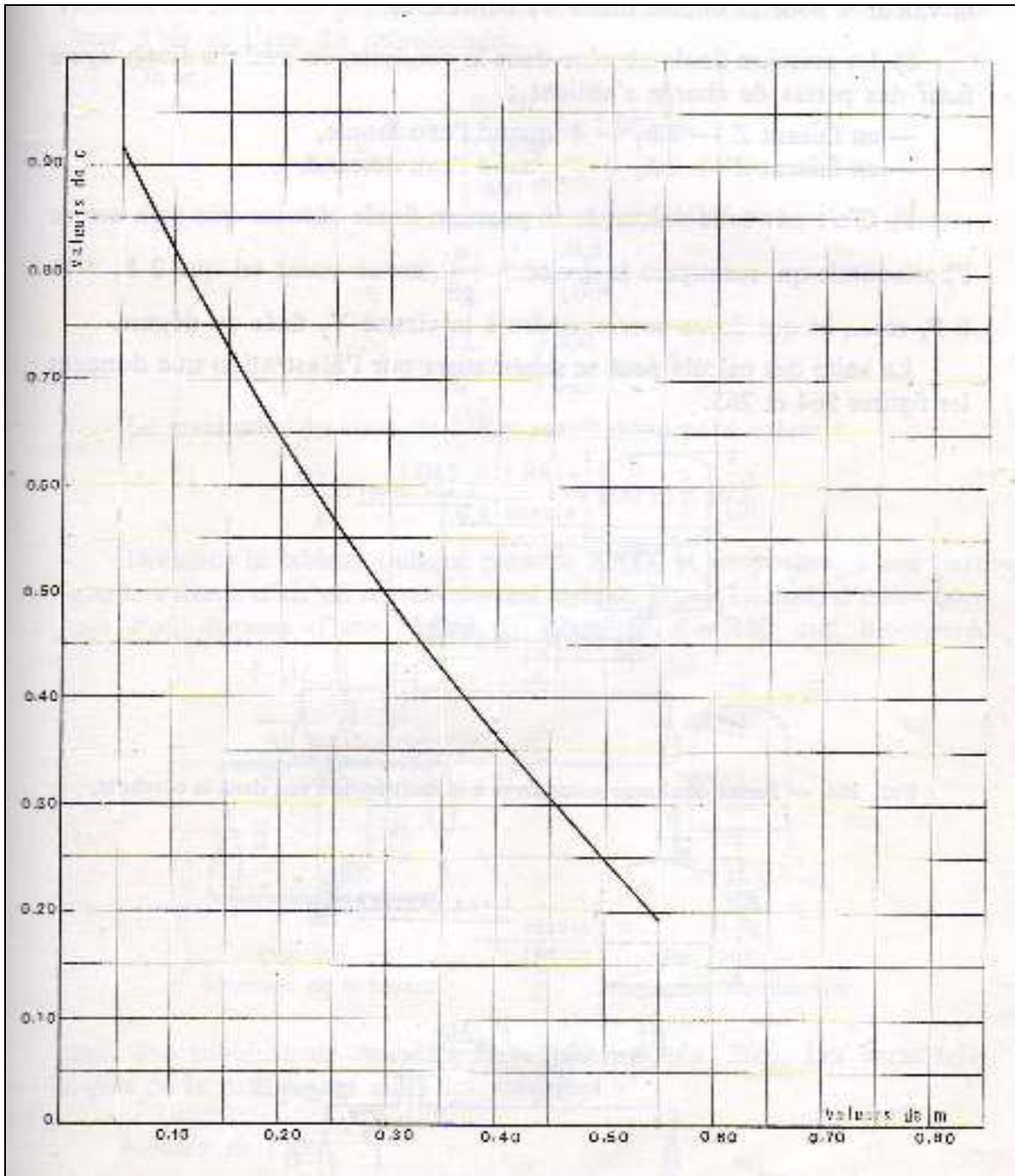


Figure VII.3 : Coefficient de perte de charge c dans la tuyère

7) En cherche, sur la parabole des pertes de charge dans la conduite la valeur δ pour la vitesse finale V_f considérée.

8) La pression finale absolue dans la conduite, en aval du diaphragme fictif des pertes de charge s'obtient :

- en faisant la différence : $Z - \Delta h_1 - \delta$ quand l'eau monte,
- en faisant la somme : $Z + \Delta h_2 + \delta$ quand l'eau descend.

9) C'est par cette valeur de la pression finale absolue que sera menée l'horizontale qui recoupera la droite $+\frac{a}{g * S}$ en un point tel que 2P, 4P, 6P, ...etc, et qui devra correspondre à la vitesse V_f fixée au départ.

VII.3.2. Application

Etant donné que le principe de calcul du réservoir d'air est le même pour les trois stations de reprise, ce calcul ne sera appliqué qu'à la première station de reprise.

* **Tronçon : Station de reprise N°1 – station de reprise N°2**

Les données de base de ce tronçon de l'adduction sont :

$$Q = 305,34 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}; \quad L = 10800 \text{ m}; \quad V_0 = 1,92 \text{ m/s};$$

$$e = 8,6 \text{ mm}; \quad \varnothing = 450 \text{ mm}; \quad Hg = 239,25 \text{ m}.$$

La hauteur géométrique de refoulement de la station de reprise N°1 est la différence entre la côte du niveau minimal de l'eau dans le réservoir de cette station (115,4 mNGA « Chapitre V ») et la côte du trop plein du réservoir de la station de reprise N°2 (Ctp = 354 mNGA « Chapitre III »)

$$\text{Ainsi : } Hg = 354 - 115,4 \Rightarrow Hg = 238,6 \text{ m}.$$

On négligera la distance entre le plan d'eau dans le réservoir d'air et l'axe de refoulement.

$$\text{La section de la conduite : } S = 0,159 \text{ m}^2$$

$$\text{La célérité d'onde : } a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + 1 \cdot \frac{450}{8,6}}} \Rightarrow a = 986,92 \text{ m/s}$$

$$\text{La valeur maximale du coups de bélier : } \Delta b = \pm \frac{986,92 \cdot 1,92}{9,81} \Rightarrow \Delta b = \pm 193,16 \text{ m}$$

$$\text{L'intervalle de temps : } t_r = \frac{2 \cdot 10800}{986,92} \Rightarrow t_r = 21,89 \text{ s}$$

Supposons, d'une part, que le volume d'air en régime normal soit de $U_0 = 6 \text{ m}^3$ et, d'autre part, que l'on dispose d'une tuyère de diamètre $d = 120 \text{ mm}$ incorporée dans une tubulure de diamètre $D = 250 \text{ mm}$. Les caractéristiques de la tuyère sont alors les suivantes :

- Montée de l'eau

$$\frac{V_1}{V_f} = \frac{450^2}{(0,92 \cdot 120)^2} \Rightarrow \frac{V_1}{V_f} = 16,61, \text{ donc compris entre 15 et 20, Alors : } V_1 = 16,61 \cdot V_f$$

$$\text{Par ailleurs : } m = \frac{(0,92 \cdot 120)^2}{250^2} \Rightarrow m = 0,64$$

Le graphique de la figure VII.3 donne : $c = 0,64$

$$\text{Donc : } \Delta h_1 = 0,64 \cdot \frac{V_1}{2 \cdot g}$$

- Descente de l'eau

$$\frac{V_2}{V_f} = \frac{2 \cdot 450^2}{120^2} \Rightarrow \frac{V_2}{V_f} = 28,13, \text{ Alors : } V_2 = 28,13 \cdot V_f$$

$$\text{Par ailleurs : } m = \frac{120^2}{2 \cdot 250^2} \Rightarrow m = 0,12$$

Le graphique de la figure VII.3 donne : $c' = 0,785$

$$\text{Donc : } \Delta h_2 = 0,785 \cdot \frac{V_2}{2 \cdot g}$$

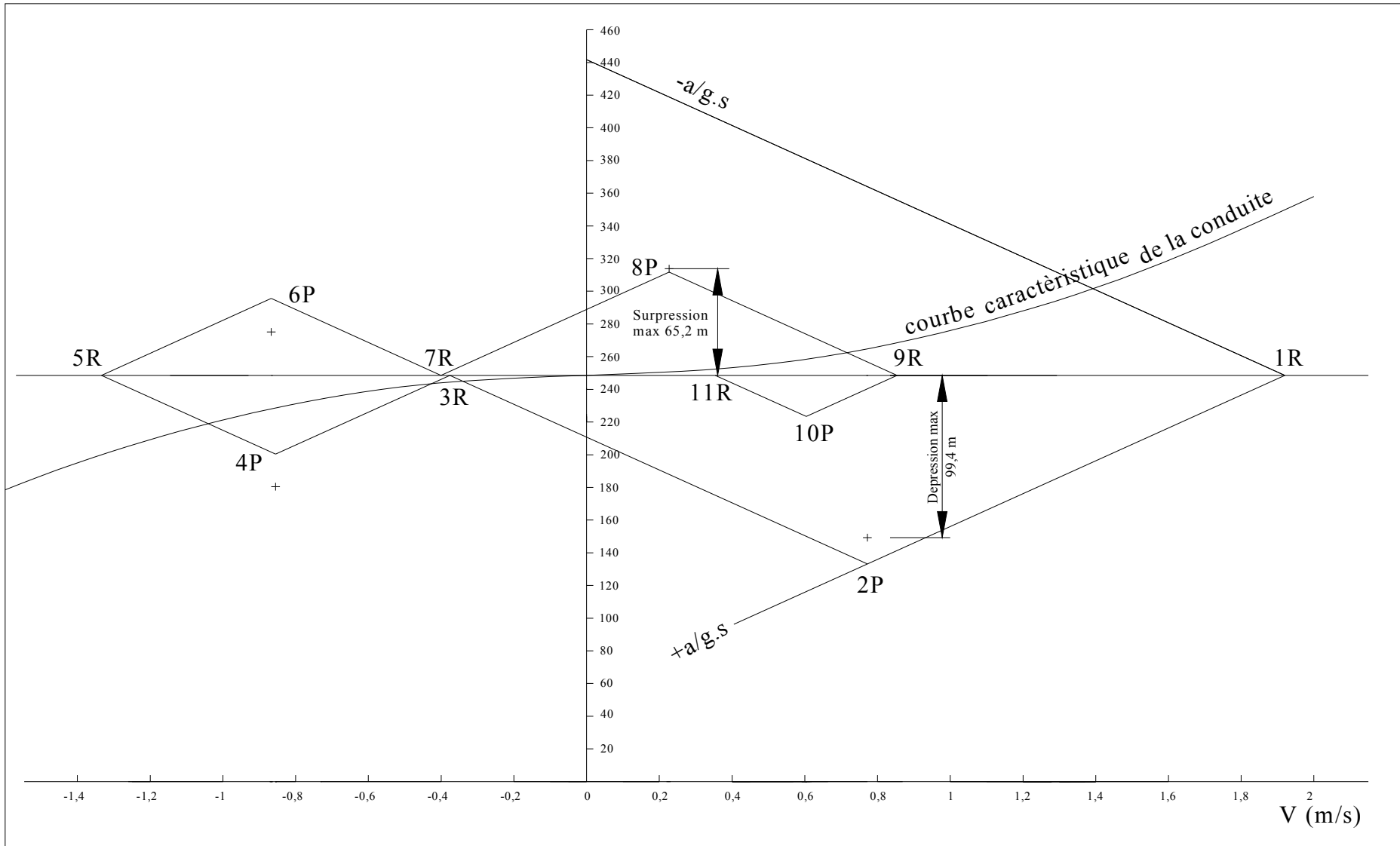


Figure VII.4 : Epure de BERGERON

Tableau VII : Calcul du réservoir d'air

Intervalle de temps tr	Variation du volume d'air $\Delta U = S \cdot V_m \cdot tr = 3,481 \cdot V_m \text{ (m}^3\text{)}$	Volume d'air U (m ³)	Pression dans le réservoir d'air $Z = (248,6 + 98) \cdot 6^{1,4} / U^{1,4} = 5258,34 / U^{1,4} \text{ (m)}$	Vitesse dans la tubulure de branchement (m/s) <u>Montée:</u> $V_1 = 16,61 \cdot V_f$ <u>Descente:</u> $V_2 = 28,13 \cdot V_f$	Perte de charge dans la tuyère (m) <u>Montée:</u> $\Delta h_1 = 0,64 \cdot (V_1/2 \cdot g)$ <u>Descente:</u> $\Delta h_2 = 0,785 \cdot (V_2/2 \cdot g)$	Pression dans la conduite avec perte de charge <u>Montée:</u> $Z - \Delta h_1$ <u>Descente:</u> $Z + \Delta h_2$	Perte de charge refoulement δ (m)	Pression dans la conduite sans perte de charge <u>Montée:</u> $Z - \Delta h_1 - \delta$ <u>Descente:</u> $Z + \Delta h_2 + \delta$	Vitesse lue sur le graphique V_f (m/s)	Désignation du point	Vitesse moyenne V_m (m/s)	Vitesse finale choisie V_f (m/s)
0	0	$U_0 = 6$	$Z_0 + \delta_0 = 346,6$	-	-	346,6	98	248,6	1,92	1R	-	-
tr	4,685	10,685	154,50	12,82	5,36	149,14	16,1	133,04	0,772	2P	1,346	0,772
2tr	-0,144	10,541	157,47	-24,1	23,14	180,62	19,9	200,52	-0,86	4P	-0,042	-0,86
3tr	-2,994	7,547	251,38	-24,3	23,69	275,07	20,5	295,57	-0,87	6P	-0,86	-0,87
4tr	-1,110	6,437	314,12	3,77	0,46	313,66	2	311,66	0,227	8P	-0,319	0,227
5tr	1,446	7,883	236,51	10,03	3,28	233,23	9,8	223,43	0,604	10P	0,416	0,604

En tenant compte des pertes de charge dans la conduite (points indiqués par une croix sur l'épure de Bergeron), la dépression maximale est de **99,4 m** d'eau et la surpression maximale de **65,2 m** d'eau.

Etant donné que le profil en long du tracé de la conduite de refoulement pour laquelle on a calculé le réservoir d'air, présente des points hauts, il est nécessaire d'examiner, en considérant la répartition linéaire croissante de la valeur de la dépression obtenue grâce à l'anti-bélier (99,4m), si certains points du profil ne sont pas soumis à une cavitation dangereuse.

En traçant la répartition de la dépression sur le profil en long, on constate qu'il n'y aura pas de point soumis à une cavitation (Voir la planche N°4).

*** Caractéristiques finales du réservoir d'air**

L'examen de la troisième colonne du tableau VII montre que l'air peut occuper un volume maximal de **10,7 m³ environ**. Comme il faut, à ce moment, qu'il reste encore de l'eau dans le réservoir, il sera prévu un réservoir d'une capacité totale de **12 m³** (figure VII.5) dans laquelle l'air n'occupera que **6 m³** en fonctionnement normal.

VII.3.3. Encombrement du réservoir d'air [13]

L'encombrement du réservoir d'air auquel on a opté est donné dans la figure VII.5

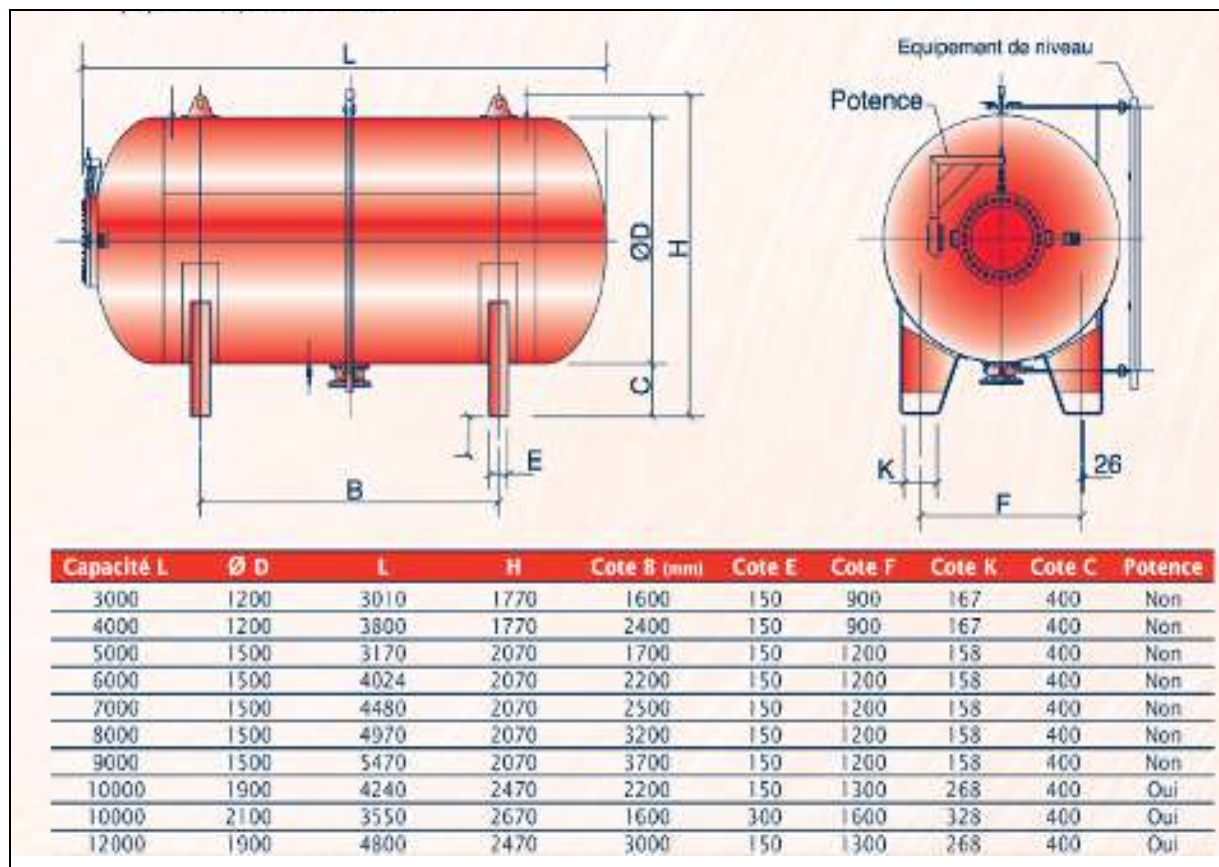


Figure VII.5: Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE.

VII.4. Installation du réservoir d'air

Vu les dimensions du réservoir d'air, ce dernier sera installé à l'extérieur du bâtiment de la station de pompage afin de réduire l'encombrement à l'intérieur de la salle des machines et de gagner sur son génie civil.

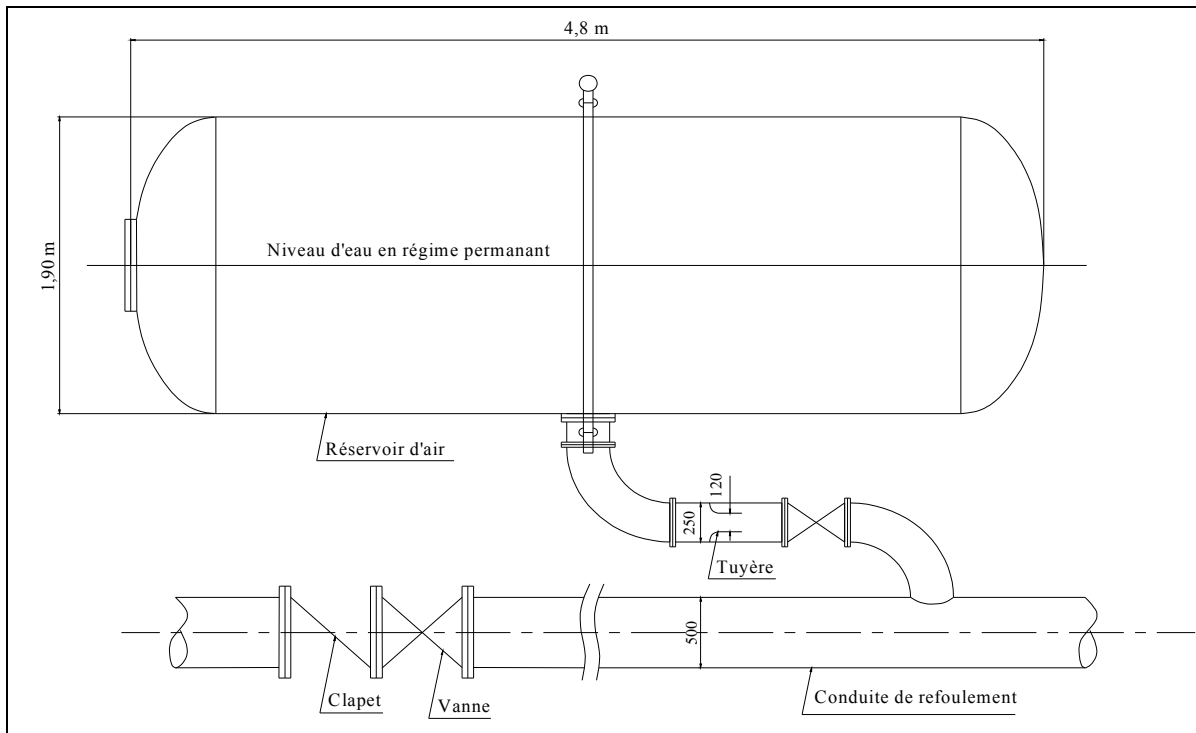


Figure VII.6 : Schéma d'installation du réservoir d'air

Conclusion

Afin de protéger la conduite de refoulement contre le phénomène du coup de bélier, on prévoit l'installation, juste à la sortie de la station de reprise, d'un réservoir d'air avec potence ayant les caractéristiques principales suivantes :

- Volume total : $U_T = 12000 \text{ L}$;
- Diamètre intérieur : $\varnothing D = 1900 \text{ mm}$;
- Longueur : $L = 4800 \text{ mm}$;
- Hauteur : $H = 2470 \text{ mm}$.

Chapitre VIII

Organisation de chantier

Introduction

Afin que notre projet soit exécuté dans les meilleures conditions possibles, une opération dite « Organisation de chantier » doit être étudiée, afin de déterminer et de coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour une réalisation et une exécution des travaux aussi conforme que possible tout en respectant les délais les plus brefs.

VIII.1. Différents travaux à entreprendre

VIII.1.1. Travaux concernant les stations de pompage

Les tâches constituant les travaux à faire pour la construction de la station de pompage sont :

- Exécution du décapage
- Exécution des fouilles.
- Coulage du béton de propreté.
- Coulage du béton pour les semelles.
- Coulage du béton pour les demi poteaux.
- Remblayage des fouilles.
- Exécution de la maçonnerie sous longrines inférieures
- Coulage du béton des longrines inférieures.
- Remblayage des casiers.
- Coulage de la chape inférieure.
- Coulage du béton de poteaux.
- Coulage du béton pour longrines supérieures et de la dalle.
- Maçonnerie et finition générale.
- Embellissement (trottoirs, bitumage et verdure), évacuation des débris et nettoyage.

a) Décapage

Les travaux de décapage consistent à débarrasser l'assiette de la station de pompage de la couche végétale (abatage des arbres ... etc.). L'épaisseur de la couche à éliminer est de **10cm**.

b) Exécution des fouilles

L'exécution des fouilles est une opération de terrassement qui consiste à creuser les fondations du bâtiment. Les fouilles à exécuter ont les dimensions suivantes : $L \cdot l \cdot h$

Avec :

l : largeur de la fouille (m);

L : longueur de la fouille (m);

h : profondeur de la fouille (m).

Soit : $1,5 \cdot 1,5 \cdot 1,5 \text{m}^3$

c) Coulage du béton de propreté

On procède à cette opération pour que les semelles des fondations reposent sur un socle propre et stable. Cette opération consiste à couler 10cm de gros béton au fond des fouilles.

d) Remblayage

Le remblayage des fouilles et des casiers, consiste à combler les vides par un remblai constitué des terres de déblai compacté.

e) Coulage du béton

Cette opération consiste à couler le béton des différentes pièces, ce béton est dosé à 350 kg/m^3 . Le béton est confectionné par une petite centrale à béton. Pour le coulage des poteaux,

Les demi poteaux et semelles nécessite une bétonnière à tambour, pour les longrines et la dalle là où les volumes du béton sont importants nécessite une pompe à béton.

f) Maçonnerie

Elle consiste pour le bâtiment au cloisonnement des différentes pièces, et pour les fondations à la mise en place de cloison sous les longrines.

VIII.1.2. Travaux concernant l'adduction

Les taches constituant les travaux à faire pour la mise en place de l'adduction sont :

a) Exécution des tranchées

C'est une opération de terrassement (déblais) qui consiste à faire des excavations suivant un fruit de talus dans notre cas de 1/1. Ces excavations seront faites par une pelle hydraulique et le déblais sera posé sur un coté de la tranchée, l'autre coté étant réservé au bardage des conduites.

b) Construction des regards

Les regards constituent l'abri de certains accessoires de l'adduction à savoir les ventouses et les vannes de vidange, ils sont conçus en béton armé.

c) Pose du lit de sable :

Cette opération consiste à poser un lit de sable au fond de la tranchée, ce lit aura une épaisseur de 10cm dans notre cas.

d) Pose des conduites

Après avoir mis en place le lit de sable, on procède à la pose des canalisations.

e) Remblayage des tranchées

C'est une opération de terrassement qui consiste à enterrer la conduite, en utilisant le remblai résultant de l'excavation.

f) Nivellement et compactage

Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite à compacter pour augmenter la densité des terres et éviter un tassement par la suite.

VIII.1.3. Travaux concernant les réservoirs

Dans la zone d'étude nous avons à construire six réservoirs dont quatre sont jumelés deux à deux. Dans cette partie du projet, nous allons déterminer le volumes des travaux pour la réalisation d'un réservoir.

- Excavation
- Pose du tout venant
- Coulage du béton de propreté
- Coulage du béton du radier
- Coulage du béton du voile et des poteaux de la chambre de manœuvre
- Coulage du béton de la coupole et de la dalle de la chambre de manœuvre
- Maçonnerie de la chambre de manœuvre et des chicanes

VIII.2. Calcul des volumes des travaux

VIII.2.1. Calcul des volumes des travaux de la station de pompage

Les dimensions de la station de pompage sont :

- Le bâtiment est de longueur L et de largeur l soit : $21,9 \times 7,4 \text{ m}^2$.
- La profondeur des fouilles h : $h=1,5 \text{ m}$.
- Les semelles sont de forme carré de côté $L=1,5 \text{ m}$ et de hauteur $h = 0,40 \text{ m}$.
- Les avant poteaux sont de forme carré de côté $0,30 \text{ m}$ et de hauteur $h = 0,7 \text{ m}$.
- Les poteaux sont de forme carré de côté $L = 0,30 \text{ m}$ et de hauteur totale $h = 6,7 \text{ m}$.
- La chape inférieure ainsi que la dalle supérieure ont une épaisseur de 7 cm .
- La chape inférieure est posée sur un remblai compacté de $0,15 \text{ m}$.
- Les longrines ont une hauteur de $h = 0,45 \text{ m}$ et une épaisseur de $0,30 \text{ m}$.

Le bâtiment ayant une longueur de $21,9 \text{ m}$ et une largeur de $7,4 \text{ m}$, sachant que l'espacement en longueur est de $2,8 \text{ m}$ entre les deux premiers poteaux et de $4,7 \text{ m}$ entre les poteaux restants et l'espacement entre les deux poteaux en largeur est de $7,1 \text{ m}$. Le nombre de poteaux total est de 12.

Le nombre de fouilles ainsi que le nombre de semelles est égal au nombre de poteau soit 12 semelles et 12 fouilles. (Voir la vue en plan planche N° 7).

a) Calcul du volume de décapage

L'épaisseur de la couche superficielle à décaper est de 10 cm et ce décapage s'étend jusqu'aux extrémités extérieures des fouilles.

$$[(21,9+2 \times 0,55) \times (7+2 \times 0,55)] \times 0,10 = 18,63 \text{ m}^3$$

Donc le volume de décapage est estimé à **20 m^3**

Conclusion

Le nombre de station de pompage étant de trois, alors le volume total de décapage de ces stations est de : 20×3 soit : **60 m^3**

b) Calcul du volume des déblais

Le bâtiment de la station de pompage étant semi enterré, le volume des déblais est égal au volume des terres excavées pour atteindre la cote du radier du bâtiment plus celui excavé des fouilles.

La cote du radier du bâtiment étant à une profondeur de $2,1 \text{ m}$ du niveau du terrain naturel, le volume total à excaver est de : $23 \times 8,1 \times 2,1$ soit : **$391,23 \text{ m}^3$** .

La fouille ayant le volume de $1,5 \times 1,5 \times 1,5 \text{ m}^3$.

Le volume à excaver pour une fouille est de $3,375 \text{ m}^3$.

Le nombre de fouilles étant de 12, le volume résultant de l'excavation de toutes les fouilles est de **$40,5 \text{ m}^3$** .

Le volume total des déblais est tel que : $391,23 + 40,5$ soit environ: **432 m^3**

Conclusion

Le nombre de station de pompage étant trois, alors le volume total des déblais de ces stations est de : 432×3 soit : **1296 m^3**

c) Calcul du volume du béton de propreté

Le volume du béton de propreté dans une fouille est de $1,5 \times 1,5 \times 0,10$ soit $0,225 \text{ m}^3$.

Le nombre de fouilles étant de 12, le volume total du béton de propreté est de **$2,7 \text{ m}^3$** .

Conclusion

Le nombre de station de pompage étant trois, alors le volume total du béton de propreté de ces stations est de : $3 \times 2,7$ soit : **$8,1 \text{ m}^3$**

d) Calcul du volume de béton armé

Les éléments des stations de reprise dont le béton armé est le matériau de construction sont :

- Semelles ;
- Demi poteaux ;
- Poteaux ;
- Longrines ;
- Voiles ;
- Balcons ;
- Chape inférieure ;
- Dalle supérieure.

Tableau VIII.1.a: Calcul du volume du béton armé pour une station de pompage

Eléments	longueur L (m)	largeur l (m)	hauteur h (m)	N	V =L*l*h (m ³)
semelles	1,5	1,5	0,4	12	10,80
avants poteaux	0,3	0,3	0,7	12	0,76
poteaux	0,3	0,3	6,7	12	7,24
ceintures inf. long.	21,9	0,3	0,3	2	3,94
ceintures inf. larg.	7	0,3	0,3	6	3,78
ceintures sup. long.	21,9	0,3	0,3	2	3,94
ceintures sup. larg.	7	0,3	0,45	6	5,67
voiles	7	0,2	3	2	8,40
balcons	7	2 et 1,5	0,2	2	4,90
ceinture du balcon	7	0,3	0,5	2	2,10
dalle supérieure	21,9	7	0,07	1	10,73
chape inférieure	21,9	7	0,07	1	10,73
acrotère sur dalle	57,8	0,1	0,85	1	4,91
					TOTAL :77,9

Le volume total du béton armé sera donc de 77,9 m³, soit : **78 m³**

Conclusion

Le nombre de station de pompage étant trois, alors le volume total du béton armé de ces stations est de : 3 * 78 soit : **234 m³**.

e) Calcul du volume du remblai compacté

Le volume du remblai compacté des fouilles est 1,5*1,5*1 (1,5m profondeur initiale de la fouille moins l'épaisseur de la semelle et du béton de propreté donne une profondeur de 1m, le volume est de 2,09 m³).

Le nombre de fouilles étant de 12 le volume total de remblais compacté des fouilles est de : **25,1 m³**.

Le volume du remblai compacté derrière les murs et les voiles enterrés est de 23*7*2*2,1 soit : **676,2 m³**

Le volume total du remblais compacté est de 701,3 m³, on majorera ce chiffre à **702 m³**

Conclusion

Le nombre de station de pompage étant trois, alors le volume total du remblais compacté de ces stations est de : 3 * 702 soit : **2106 m³**

f) Calcul du volume de la maçonnerie

Pour la station de pompage seul les murs extérieurs seront construits avec des briques de dimensions 30*20 cm*cm.

- La surface de la maçonnerie totale est la différence entre la surface totale des murs et la surface des voiles : $(21,9+7)*6,7*2 - (7*3*2)$ soit : **346 m²**

- La surface unitaire (surface d'une brique) étant de 0,06m² (0,30*0,20), la quantité de brique pour la maçonnerie est de 5767 briques, le nombre de briques à prévoir en tenant compte de la casse est de **5800 briques**, et puisque le mur est en double cloison donc le nombre exact est de **11600 briques**.

Conclusion

Le nombre de station de pompage étant trois, alors quantité totale de la brique de ces stations est de : $3 * 11600$, soit : **34 800 m³**

Tableau VIII.1.b : Volumes de travaux d'une seule station de pompage

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Décapage	m ³	20
2	Excavation	m ³	432
3	Remblais compacté	m ³	702
4	Béton de propreté	m ³	2,70
5	Béton armé semelle	m ³	10,8
6	Béton armé demi poteaux	m ³	0,76
7	Béton armé des ceintures	m ³	19,43
8	Béton armé des voiles	m ³	8,40
9	Béton armé des balcons	m ³	4,90
10	Béton légèrement armé (chape inférieure et acrotère)	m ³	15,64
11	Béton armé poteaux	m ³	7,24
12	Béton armé dalle	m ³	10,73
13	Maçonnerie (briquetage)	u	11600

VIII.2.2. Calcul des volumes des travaux de l'adduction

a) Déblais d'excavation

Le volume des déblais est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers (voir Figure VIII.1).

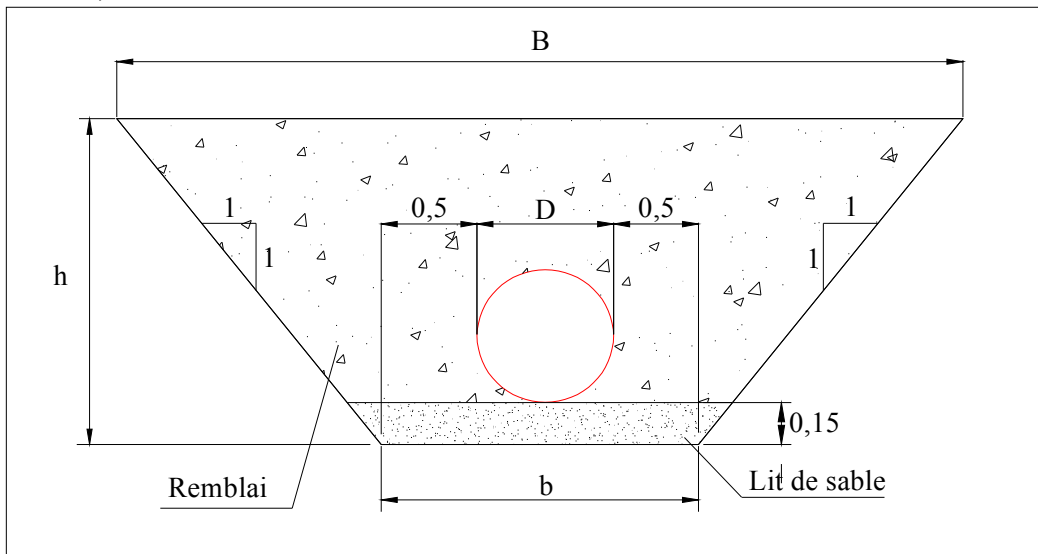


Figure VIII.1 : Coupes en travers de la tranchée de la conduite

Sachant que :
$$S_{exc} = \frac{b + B}{2} * h \quad (\text{VIII.1.1})$$

S_{exc} : surface des déblais de chaque coupe;
 b : petite base de la tranchée ;
 B : grande base de la tranchée ;
 h : profondeur de la tranchée ;

$$V_{exc} = S_{exc} * L \quad (\text{VIII.1.2})$$

V_{exc} : volume des déblais entre deux coupes consécutives;
 L : distance entre deux coupes consécutives.

Tableau VIII.2.a: Calcul du volume des déblais

Tronçon	D (m)	b (m)	B (m)	h (m)	S_{exc} (m ²)	L (m)	V_{exc} (m ³)
SPET - SRN°1	0,500	1,5	4,80	1,65	6,44	7800	50 232
SRN°1 - SRN°2	0,450	1,45	4,65	1,60	4,88	10800	52 704
SRN°2 - SRN°3	0,450	1,45	4,65	1,60	4,88	3200	15 616
SRN°3 - RT	0,400	1,40	4,50	1,55	4,57	3700	16 909
						Total	135 461

Donc le volume total des déblais est de : **135 461 m³**

b) Lit de sable

Le long de l'adduction, la conduite doit être posée sur un lit de sable de 15 cm d'épaisseur (Voir figure VIII.1)

$$V_s = b * e * L \quad (\text{VIII.1.3})$$

V_s : volume du lit de sable (m³) ;
 E : épaisseur du lit de sable, $e = 15$ cm ;
 L : longueur de la tranchée (m).

Les résultats de calcul du volume du lit de sable figurent dans le tableau VIII.2.b.

Tableau VIII.2.b : Calcul du volume du lit de sable

Tronçon	b (m)	e (m)	L (m)	V (m ³)
SPET - SRN°1	1,5	0,15	7800	1 755
SRN°1 - SRN°2	1,45	0,15	10800	2 349
SRN°2 - SRN°3	1,45	0,15	3200	696
SRN°3 - RT	1,40	0,15	3700	777
			Total	5 577

Donc le volume du lit de sable est : **$V_s = 5 577$ m³**

c) Volume de la conduite

Après l'exécution des déblais de la tranchée et la mise en place du lit de sable, il y a lieu de poser la conduite dont la connaissance de la section est importante pour la détermination du volume des remblais.

$$S_c = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \quad (\text{VIII.1.4})$$

S_c : section de la conduite (m^2) ;
 D : diamètre de la conduite (m).

$$V_c = S_c * L \quad (\text{VIII.1.5})$$

V_c : volume de la conduite (m^3) ;

Les résultats de calcul du volume de la conduite figurent dans le VIII.2.c.

Tableau VIII.2.c : Calcul du volume de la conduite

Tronçon	D (m)	S_c (m)	L (m)	V_c (m^3)
SPET - SRN°1	0,500	0,19	7800	1 531,52
SRN°1 - SRN°2	0,450	0,15	10800	1 717,66
SRN°2 - SRN°3	0,450	0,15	3200	508,93
SRN°3 - RT	0,400	0,12	3700	464,95
Total				4 223,06

On prend le volume de la conduite : $V_c = 4\,223\text{ m}^3$

d) Remblais compacté

Le volume des remblais sera le volume des déblais réduit du volume occupé par la conduite et du volume du lit de sable :

$$V_r = V_{exc} - V_s - V_c \quad (\text{VIII.1.6})$$

V_r : volume du remblai

V_{exc} : volume du déblai (volume excavé)

V_{cond} : volume occupé par la conduite.

V_s : volume du lit de sable.

$$\text{A.N : } V_r = 135\,461 - 5\,577 - 4\,223 \Rightarrow V_r = 125\,661\text{ m}^3$$

Tableau VIII.2.d : Volumes des travaux de transfert

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Déblais	m^3	135 461
2	Lit de sable	m^3	5 577
3	La conduite	m	25 500
4	Remblais	m^3	125 661

VIII.2.3. Calcul des volumes des travaux des réservoirs

Les réservoirs de notre système d'adduction sont au nombre de six, dont quatre de capacité 2000 m^3 et deux de capacité 2500 m^3 .

- La profondeur d'excavation est de 2 m ;
- Le diamètre d'excavation doit être supérieur à celui du réservoir de 2 m (1m de part et d'autre) ;
- L'épaisseur du lit de tout venant est de : 0,3 m ;
- L'épaisseur du béton de propreté est de : 0,15 m ;
- L'épaisseur du radier du réservoir est de : 0,15 m ;
- L'épaisseur du voile du réservoir est de : 0,25 m ;

- La ceinture supérieure est de section rectangulaire $0,5 \times 0,4 \text{ m}^2$;
- L'épaisseur de la coupole est de $0,1 \text{ m}$;
- L'acrotère a $0,3 \text{ m}$ de hauteur et $0,08 \text{ m}$ d'épaisseur ;
- Les chicanes sont en brique de surface unitaire de $0,2 \times 0,3 \text{ m}^2$.

Dans le cas des réservoirs jumelés, de la station de reprise N°1 et de Tléta, les chambres de manœuvre auront chacune, deux, de ses quatre murs, communs avec les réservoirs jumelés. Tandis que les chambres de manœuvres des réservoirs simples n'auront qu'un seul mur commun avec leur réservoir respectif.

Les chambres de manœuvre auront les dimensions suivantes :

- La longueur est de 13 m ;
- La largeur est de $9,5 \text{ m}$;
- La hauteur est de 6 m ;
- Les murs enterrés sont en béton armé de $0,2 \text{ m}$ d'épaisseur sur une profondeur de 2 m ;
- Les murs sur le sol sont en briques sur une hauteur de 4 m ;
- La dalle de $0,15 \text{ m}$ d'épaisseur repose sur 6 poteaux est 3 ceintures ;
- Les poteaux sont de forme carrée ($0,3 \times 0,3 \text{ m}^2$) et les ceintures de forme rectangulaire ($0,3 \times 0,45 \text{ m}^2$).

A- Réservoir jumelé $2 \times 2500 \text{ m}^3$ de la station de reprise N° 1

Chacun, des deux réservoirs jumelés de la station de reprise N°1, a un diamètre intérieur de 24 m et une hauteur de 6 m . La chambre de manœuvre est commune aux deux réservoirs. Elle a 13 m de longueur, $9,5 \text{ m}$ de largeur et 6 m de hauteur.

a) Calcul du volume des déblais

Le volume total des déblais est la somme des volumes des déblais des deux réservoirs et de la chambre de manœuvre.

$$V_d = \left[\left(\frac{\pi * D_{exc}^2}{4} * N \right) + (L * l) \right] * h_{exc} \quad (\text{VIII.1.7})$$

V_d : volume total des déblais (m^3) ;

D_{exc} : diamètre d'excavation (m), $D_{exc} = D_{ext} + 2$;

D_{ext} : diamètre extérieur du radier du réservoir (m), $D_{ext} = 25,4 \text{ m}$;

N : nombre de réservoir, $N = 2$;

L : longueur de la chambre de manœuvre (m) ;

l : largeur de la chambre de manœuvre (m) ;

h_{exc} : profondeur d'excavation (m), $h = 2 \text{ m}$.

$$\text{A.N : } V_d = \left[\left(\frac{3,14 * 27,4^2}{4} * 2 \right) + (13 * 9,5) \right] * 2 \Rightarrow V_d = 2604,39 \text{ m}^3$$

On prend un volume des déblais de **2605 m³**.

b) Calcul du volume du tout venant

Le volume du tout venant sera calculé par la formule suivante :

$$V_{tv} = \frac{\pi * D_{exc}^2}{4} * e_{tv} * N \quad (\text{VIII.1.8})$$

V_{tv} : volume du tout venant (m^3) ;

e_{tv} : épaisseur de la couche du tout venant (m), $e_{tv} = 0,3 \text{ m}$;

$$\text{A.N : } V_{tv} = \frac{3,14 * 27,4^2}{4} * 0,3 * 2 \Rightarrow V_{tv} = 353,61 \text{ m}^3.$$

On prend un volume du tout venant de **354 m³**

c) Calcul du volume de béton de propreté

La pose du béton de propreté sera étendue de 0,6 m des parois extérieures des réservoirs. Le volume du béton de propreté sera calculé par la formule suivante :

$$V_{bp} = \frac{\pi * D_{bp}^2}{4} * e_{bp} * N \quad (\text{VIII.1.9})$$

V_{bp} : volume du béton de propreté (m³) ;

D_{bp} : diamètre de la couche du béton de propreté (m), $D_{bp} = D_{ext} + 1,2$

e_{bp} : épaisseur de la couche du béton de propreté (m), $e_{bp} = 0,15$ m ;

A.N : $V_{bp} = \frac{3,14 * 26,6^2}{4} * 0,15 * 2 \Rightarrow V_{bp} = 166,63 \text{ m}^3$.

On prend un volume du béton de propreté de **117 m³**

d) Calcul du volume du béton armé

Les éléments des réservoirs dont le béton armé est le matériau de construction sont :

- Radiers des réservoirs;
- Voiles des réservoirs ;
- Voiles de la chambre de manoeuvre
- Ceintures supérieures des réservoirs;
- Coupoles des réservoirs;
- Poteaux de la chambre de manoeuvre;
- Ceintures de la chambre de manoeuvre;
- Chape de la chambre de manoeuvre;
- Dalle de la chambre de manoeuvre;
- Maçonnerie des chicanes des réservoirs;
- Maçonnerie de la chambre de manoeuvre.

Les éléments du réservoir, ayant des formes circulaires, sont estimés moyennant la formule :

$$V_{ba} = \frac{\pi * (D_{ext}^2 - D_{int}^2)}{4} * H * N \quad (\text{VIII.1.10})$$

Avec :

D_{ext} : diamètre extérieur de l'élément du réservoir (m) ;

D_{int} : diamètre intérieur de l'élément du réservoir (m) ;

H : hauteur de l'élément du réservoir (m) ;

N : nombre d'élément dans les réservoirs jumelés.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau VIII.3.a.

Tableau VIII.3.a : Calcul du volume du béton armé du réservoir

Eléments	D_{ext} (m)	D_{int} (m)	H (m)	N	V_{ba} (m ³)
Radiers	25,4	-	0,45	2	455,81
Voiles	24,5	24	6	2	228,44
Ceintures supérieures	24,8	24	0,5	2	30,65
Acrotères	24,8	24,64	0,3	2	3,73
TOTAL :					718,63

*** Coupoles**

La coupole est une calotte sphérique de rayon :

$$R = \frac{f^2 + (D/2)^2}{2 * f} \quad (\text{VIII.1.11})$$

R : rayon de la coupole (m) ;
D : diamètre du réservoir (m), D = 24 m ;
f : flèche de la coupole (m), f = 1,5 m ;
Et de volume :

$$V_c = 2 * \pi * R * f * e_c \quad (\text{VIII.1.12})$$

V_c : volume du béton armé de la coupole (m²) ;
e_c : épaisseur de la coupole (m), e_c = 0,1 m.

$$\text{A.N : } R = \frac{1,5^2 + (24/2)^2}{2 * 1,5} \Rightarrow \mathbf{R = 48,75 \text{ m}}$$

$$\text{Ainsi : } V_c = 2 * 3,14 * 48,75 * 1,5 * 0,1 \Rightarrow \mathbf{V_c = 45,92 \text{ m}^3}$$

Le nombre de réservoirs étant deux, donc le volume total des coupoles est tel que 45,92 * 2 soit **91,84 m³**.

Le volume total du béton armé des réservoirs est tel que 718,63 + 91,84 soit 810,47 m³, que l'on majore à **811 m³**.

Les résultats de calcul du volume du béton armé de la chambre de manœuvre sont récapitulés dans le tableau VIII.3.b.

Tableau VIII.3.b : Calcul du volume du béton armé de la chambre de manoeuvre

Eléments	longueur L (m)	largeur l (m)	hauteur h (m)	Nombre	V =L*l*h (m ³)
Chape inférieure	13	9,5	0,07	1	8,65
Voiles	13	0,2	2	2	10,4
Poteaux	0,3	0,3	6	6	36,09
Ceintures inf. long.	13	0,3	0,3	2	2,34
Ceintures inf. larg.	7	0,3	0,3	3	1,89
Ceintures sup.long.	13	0,3	0,3	2	2,34
Ceintures sup.larg.	7	0,3	0,45	3	2,84
Dalle supérieure	13	7	0,07	1	6,37
TOTAL :					70,92

Le volume total du béton armé de la chambre de manœuvre sera de 70,92 m³, que l'on majore à **71m³**

Conclusion

Le volume total du béton armé des réservoirs jumelés et de la chambre de manœuvre sera de 882 m³.

e) Calcul du volume du remblai compacté

Le volume du remblai compacté est égal au vide restant, après coulage du béton armé des voiles, entre ces derniers et les limites d'excavation.

$$V_r = \frac{\pi * (D_{exc}^2 - D_{ext}^2)}{4} * h * N \quad (\text{VIII.1.13})$$

V_r : volume du remblai compacté (m³) ;
D_{ext} : diamètre extérieur du réservoir (m), D_{ext}=24,5 m ;
h : profondeur d'excavation (m), h = 2 m ;

$$A.N : V_r = \frac{3,14 * (27,4^2 - 24,5^2)}{4} * 2 * 2 \Rightarrow V_r = 472,6 \text{ m}^3$$

On prend un volume de remblai de **473 m³** ;

f) Calcul du volume de la maçonnerie

Pour les réservoirs seules les chicanes et les murs sur sol de la chambre de manœuvre seront construits avec des briques de dimensions 30*20 cm*cm.

Pour un seul réservoir, les chicanes ont une longueur totale d'environ 75 m et une hauteur de 5,6 m. La surface de la maçonnerie totale étant de : 75*5,6 soit : **420 m²**.

Le nombre de réservoirs étant deux, la surface totale de la maçonnerie des chicanes est telle que 420*2 soit **840 m²**.

La surface de la maçonnerie de la chambre de manœuvre est telle que 13*4*2 soit **104 m²**

La surface totale de la maçonnerie des réservoirs et de la chambre de manœuvre est telle que 840+104 soit **944 m²**

La surface unitaire (surface d'une brique) étant de 0,06m² (0,30*0,20), la quantité de brique pour la maçonnerie est de 15733 briques, le nombre de briques à prévoir en tenant compte de la casse est de **15800 briques**.

Tableau VIII.3.c : Volumes de travaux des réservoirs jumelés 2*2500 m³

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Déblais	m ³	2605
2	Remblais compacté	m ³	473
3	Tout venant	m ³	354
4	Béton de propreté	m ³	117
5	Béton armé du radier des réservoirs	m ³	455,81
6	Béton armé des voiles des réservoirs	m ³	228,44
7	Béton armé des ceintures supérieures des réservoirs	m ³	30,65
8	Béton armé de la coupole	m ³	91,84
9	Béton armé de dalle de la chambre de manoeuvre	m ³	6,37
10	Béton armé des poteaux	m ³	36,09
11	Béton armé des ceintures de la chambre de manoeuvre	m ³	9,41
12	Béton armé des voiles de la chambre de manoeuvre	m ³	10,4
13	Béton légèrement armé de la chape de la chambre de manœuvre	m ³	8,65
14	Béton légèrement armé de l'acrotère	m ³	3,73
15	Maçonnerie (briquetage)	u	15800

B- Réservoir jumelé 2*2000 m³ de Tléta

Chacun, des deux réservoirs jumelés de Tléta, a un diamètre intérieur de 22 m et une hauteur de 6 m.

a) Calcul du volume des déblais

Le volume total des déblais est la somme des volumes des déblais des deux réservoirs et de la chambre de manœuvre. Il est estimé par la formule (VIII.1.7).

$$A.N : V_d = \left[\left(\frac{3,14 * 25,4^2}{4} * 2 \right) + (13 * 9,5) \right] * 2 \Rightarrow V_d = 2272,80 \text{ m}^3$$

On prend un volume des déblais de **2273 m³**.

b) Calcul du volume de tout venant

Le volume du tout venant sera calculé par la formule (VIII.1.8).

$$\text{A.N : } V_{tv} = \frac{3,14 * 25,4^2}{4} * 0,3 * 2 \Rightarrow V_{TV} = 303,87 \text{ m}^3.$$

On prend un volume du tout venant de **304 m³**

c) Calcul du volume de béton de propreté

La pose du béton de propreté sera étendue de 0,6 m des parois extérieures des réservoirs. Le volume du béton de propreté sera calculé par la formule (VIII.1.9).

$$\text{A.N : } V_{bp} = \frac{3,14 * 22,6^2}{4} * 0,15 * 2 \Rightarrow V_{TV} = 120,28 \text{ m}^3.$$

On prend un volume du béton de propreté de **121 m³**

d) Calcul du volume de béton armé

Les résultats de calcul des formes circulaires des réservoirs obtenus moyennant la formule (VIII.1.10) sont récapitulés dans le tableau VIII.4.a.

Tableau VIII.4.a: Calcul du volume du béton armé du réservoir

Eléments	D _{ext} (m)	D _{int} (m)	H (m)	N	V _{ba} (m ³)
Radiers	23,4	-	0,45	2	386,85
Voiles	22,5	22	6	2	209,60
Ceintures supérieures	22,8	22	0,5	2	28,13
Acrotères	22,8	22,64	0,3	2	3,42
TOTAL : 628					

*** Coupoles**

Le rayon de coupole est calculé moyennant la formule (VIII.1.11).

$$\text{A.N : } R = \frac{1,5^2 + (22/2)^2}{2 * 1,5} \Rightarrow R = 41,08 \text{ m}$$

Le volume du béton armé de la coupole est calculé moyennant la formule (VIII.1.12).

$$V_c = 2 * 3,14 * 41,08 * 1,5 * 0,1 \Rightarrow V_c = 38,70 \text{ m}^3$$

Le nombre de réservoirs étant deux, donc le volume total des coupoles est tel que 38,70 * 2 soit **77,40 m³**.

Le volume total du béton armé des réservoirs est tel que 628 + 77,40 soit 705,40 m³, que l'on majore à **706 m³**.

Le volume du béton armé de la chambre de manœuvre des réservoirs jumelés de Tléta est égal à celui de la chambre de manœuvre des réservoirs jumelés de station de reprise N°1 et est de **71 m³**.

Conclusion

Le volume total du béton armé des réservoirs jumelés de Tléta et de leur chambre de manœuvre sera de **777 m³**.

e) Calcul du volume du remblai compacté

Le volume du remblai compacté est égal au vide restant, après coulage du béton armé des voiles, entre ces derniers et les limites d'excavation, il est calculé moyennant la formule (VIII.1.13).

$$A.N : V_r = \frac{3,14 * (25,4^2 - 22,5^2)}{4} * 2 * 2 \Rightarrow V_r = 436,18 \text{ m}^3.$$

On prend un volume du remblai de **437 m³**.

f) Calcul du volume de la maçonnerie

Pour un seul réservoir, les chicanes ont une longueur totale d'environ 69 m et une hauteur de 5,6 m. La surface de la maçonnerie totale étant de : 69*5,6 soit : **386,4 m²**.

Le nombre de réservoirs étant deux, la surface totale de la maçonnerie des chicanes est telle que 386,4*2 soit **772,8 m²**.

La surface de la maçonnerie de la chambre de manœuvre est telle que 13*4*2 soit **104 m²**

La surface totale de la maçonnerie des réservoirs et de la chambre de manœuvre est telle que 772,8+104 soit, après arrondissement, **877 m²**

La surface unitaire (surface d'une brique) étant de 0,06m² (0,30*0,20), la quantité de brique pour la maçonnerie est de 14617 briques, le nombre de briques à prévoir en tenant compte de la casse est de **14700 briques**.

Tableau VIII.4.b: Volumes de travaux des réservoirs jumelés 2*2000 m³ de Tléta

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Déblais	m ³	2273
2	Remblais compacté	m ³	437
3	Tout venant	m ³	304
4	Béton de propreté	m ³	121
5	Béton armé du radier des réservoirs	m ³	386,85
6	Béton armé des voiles des réservoirs	m ³	209,60
7	Béton armé des ceintures supérieures des réservoirs	m ³	28,13
8	Béton armé de la coupole	m ³	77,40
9	Béton armé de dalle de la chambre de manoeuvre	m ³	6,37
10	Béton armé des poteaux de la chambre de manoeuvre	m ³	36,09
11	Béton armé des ceintures de la chambre de manoeuvre	m ³	9,41
12	Béton armé des voiles de la chambre de manoeuvre	m ³	10,4
13	Béton légèrement armé de la chape de la chambre de manoeuvre	m ³	8,65
14	Béton légèrement armé de l'acrotère	m ³	3,42
15	Maçonnerie (briquetage)	u	14700

C- Réservoirs simples 2000 m³ de la station de reprise N° 2 et N°3

Les réservoirs de la station de reprise N°2 et N°3 sont identiques et ont un diamètre intérieur de 22 m et une hauteur de 6 m. Leur chambre de manœuvre a une forme carré de 7 m de coté et une hauteur de 6 m.

a) Calcul du volume des déblais

Le volume total des déblais est la somme des volumes des déblais du réservoir et de sa chambre de manœuvre.

$$V_d = \left[\left(\frac{\pi * D_{exc}^2}{4} \right) + (L_{exc} * l_{exc}) \right] * h_{exc} \quad (VIII.1.14)$$

V_d : volume total des déblais (m³) ;

D_{exc} : diamètre d'excavation (m), D_{exc} = D_{ext} + 2 ;

D_{ext} : diamètre extérieur du radier du réservoir (m), D_{ext} = 23,4 m ;

L_{exc} : longueur d'excavation pour la chambre de manœuvre (m) ;

L_{exc} : largeur d'excavation pour la chambre de manœuvre (m) ;

h_{exc} : profondeur d'excavation (m), $h = 2$ m.

$$\text{A.N : } V_d = \left[\left(\frac{3,14 * 25,4^2}{4} \right) + (9 * 7) \right] * 2 \Rightarrow V_d = 1138,90 \text{ m}^3$$

On prend un volume des déblais de **1139 m³**.

b) Calcul du volume de tout venant

Le volume du tout venant sera calculé par la formule suivante :

$$V_{tv} = \left[\frac{\pi * D_{exc}^2}{4} + (L_{exc} * l_{exc}) \right] * e_{tv} \quad (\text{VIII.1.15})$$

V_{tv} : volume du tout venant (m³) ;

e_{tv} : épaisseur de la couche du tout venant (m), $e_{tv} = 0,3$ m ;

$$\text{A.N : } V_{tv} = \left[\frac{3,14 * 25,4^2}{4} + (9 * 7) \right] * 0,3 \Rightarrow V_{tv} = 170,84 \text{ m}^3.$$

On prend un volume du tout venant de **171 m³**

c) Calcul du volume de béton de propreté

La pose du béton de propreté sera étendue de 0,6 m des parois extérieures des réservoirs.

Le volume du béton de propreté sera calculé par la formule suivante :

$$V_{bp} = \left[\frac{\pi * D_{bp}^2}{4} + (L_{bp} * l_{bp}) \right] * e_{bp} \quad (\text{VIII.1.16})$$

V_{bp} : volume du béton de propreté (m³) ;

D_{bp} : diamètre de la couche du béton de propreté (m), $D_{bp} = D_{ext} + 1,2$

L_{bp} : longueur de la couche du béton de propreté de la chambre de manœuvre, $L_{bp} = 7,6$ m ;

l_{bp} : largeur de la couche du béton de propreté de la chambre de manœuvre, $l_{bp} = 8,2$ m ;

e_{bp} : épaisseur de la couche du béton de propreté (m), $e_{bp} = 0,15$ m ;

$$\text{A.N : } V_{bp} = \left[\frac{3,14 * 23,7^2}{4} + (7,6 * 8,2) \right] * 0,15 \Rightarrow V_{bp} = 75,49 \text{ m}^3.$$

On prend un volume du béton de propreté de **76 m³**

d) Calcul du volume de béton armé

Les résultats de calcul du béton armé des formes circulaires du réservoir de station de reprise N°1 sont récapitulés dans le tableau VIII.5.a.

Tableau VIII.5.a: Calcul du volume du béton armé du réservoir

Eléments	D_{ext} (m)	D_{int} (m)	H (m)	$V_{ba} = \frac{\pi * (D_{ext}^2 - D_{int}^2)}{4} * H$ (m ³)
Radiers	23,4	-	0,45	193,43
Voiles	22,5	22	6	104,80
Ceintures supérieures	22,8	22	0,5	14,07
Acrotères	22,8	22,64	0,3	1,71
TOTAL :				314,01

*** Coupoles**

Le rayon de coupole est calculé moyennant la formule (VIII.1.11).

$$A.N : R = \frac{1,5^2 + (22/2)^2}{2 * 1,5} \Rightarrow R = 41,08 \text{ m}$$

Le volume du béton armé de la coupole est calculé moyennant la formule (VIII.1.12).

$$V_c = 2 * 3,14 * 41,08 * 1,5 * 0,1 \Rightarrow V_c = 38,70 \text{ m}^3$$

Le volume total du béton armé du réservoir est tel que 314,01 + 38,70 soit 352,71 m³, que l'on majore à **353 m³**.

Les résultats de calcul du volume du béton armé de la chambre de manœuvre sont récapitulés dans le tableau VIII.5.b.

Tableau VIII.5.b: Calcul du volume de béton armé de la chambre de manoeuvre

Eléments	longueur L (m)	largeur l (m)	hauteur h (m)	Nombre	V =L*l*h (m ³)
Chape inférieure	7	7	0,07	1	3,43
Voiles	7	0,2	2	3	8,4
Poteaux	0,3	0,3	6	6	3,24
Ceintures inf. long.	7	0,3	0,3	2	1,26
Ceintures inf. larg.	7	0,3	0,3	3	1,89
Ceintures sup.long.	7	0,3	0,3	2	1,26
Ceintures sup.larg.	7	0,3	0,45	3	2,84
Dalle supérieure	7	7	0,07	1	3,43
TOTAL :					25,75

Le volume total du béton armé de la chambre de manœuvre sera de 25,75 m³, que l'on majore à **26 m³**.

Conclusion

Le volume total du béton armé du réservoir de la station de reprise N°1 et de sa chambre de manœuvre sera de 379 m³.

e) Calcul du volume du remblai compacté

Le volume du remblai compacté est égal au vide restant, après coulage du béton armé des voiles, entre ces derniers et les limites d'excavation.

$$V_r = \left[\frac{\pi * (D_{exc}^2 - D_{ext}^2)}{4} + (L_{exc} * l_{exc}) - (L * l) \right] * h_{exc} \text{ (VIII.1.17)}$$

$$A.N : V_r = \left[\frac{3,14 * (25,4^2 - 22,5^2)}{4} + (9 * 7) - (7 * 7) \right] * 2 \Rightarrow V_r = 246,09 \text{ m}^3$$

On prend un volume du remblai de **247 m³**.

f) Calcul du volume de la maçonnerie

Les chicanes à l'intérieur du réservoir, ont une longueur totale d'environ 69 m et une hauteur de 5,6 m. La surface de la maçonnerie totale étant de : 69*5,6 soit **386,4 m²**.

La surface de la maçonnerie de la chambre de manœuvre est telle que 7*4*3 soit : **84 m²**

La surface totale de la maçonnerie des réservoirs et de la chambre de manœuvre est telle que 386,4 + 84 soit **470,4 m²**.

La surface unitaire (surface d'une brique) étant de $0,06\text{m}^2$ ($0,30 \times 0,20$), la quantité de brique pour la maçonnerie est de 7840 briques, le nombre de briques à prévoir en tenant compte de la casse est de **7900 briques**.

Tableau VIII.5.c: Volumes de travaux du réservoir de la station de reprise N°2

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Déblais	m ³	1139
2	Remblais compacté	m ³	247
3	Tout venant	m ³	171
4	Béton de propreté	m ³	76
5	Béton armé du radier des réservoirs	m ³	193,43
6	Béton armé des voiles des réservoirs	m ³	104,80
7	Béton armé des ceintures supérieures des réservoirs	m ³	14,07
8	Béton armé de la coupole	m ³	38,70
9	Béton armé de dalle de la chambre de manoeuvre	m ³	3,43
10	Béton armé des poteaux	m ³	3,24
11	Béton armé des ceintures de la chambre de manoeuvre	m ³	7,25
12	Béton armé des voiles de la chambre de manoeuvre	m ³	8,40
13	Béton légèrement armé de la chape de la chambre de manoeuvre	m ³	3,43
14	Béton légèrement armé de l'acrotère	m ³	1,71
15	Maçonnerie (briquetage)	u	7900

Remarque

Puisque les réservoirs des stations de reprise N°2 et N°3 sont identiques, alors ils auront les mêmes volumes de travaux.

VIII.3. Calcul des coûts des travaux

Les coûts des travaux des stations, de l'adduction et des différents réservoirs sont mentionnés dans les tableaux VIII.6.a, b, c, d, e.

Tableau VIII.6.a: Coût des travaux d'une seule station de pompage

N°	Description des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant
				DA	DA
1	Déblais	m ³	452	300,00	135 600,00
2	Gros béton	m ³	3	5 000,00	15 000,00
3	Béton armé	m ³	63	20 000,00	1 260 000,00
4	Béton légèrement armé	m ³	16	12 000,00	192 000,00
5	Remblais compacté	m ³	702	400,00	280 800,00
6	Maçonnerie	u	11600	40,00	464 000,00
				Montant	2 347 400,00

Le coût des travaux d'une seule station de pompage est de : **2 347 400,00 DA**

Tableau VIII.6.b: Coût des travaux de l'adduction.

N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Déblais	m ³	135 461	300,00	40 638 300,00
2	Lit de sable	m ³	5 577	800,00	4 461 600,00
3	La conduite	m	25 500	16 685,40	425 477 700,00
4	Remblais compacté	m ³	125 661	400,00	50 264 400,00
				Montant	520 842 000,00

Le coût des travaux de l'adduction est de : **520 842 000,00 DA**

Tableau VIII.6.c: Coût des travaux des réservoirs jumelés de la station de reprise N°1

N°	Description des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant
				DA	DA
1	Déblais	m ³	2605	300,00	781 500,00
2	Tout venant	m ³	354	600,00	212 400,00
3	Gros béton	m ³	117	5000,00	585 000,00
4	Béton armé	m ³	876	20000,00	17 520 000,00
5	Béton légèrement armé	m ³	13	12000,00	156 000,00
6	Remblais compacté	m ³	473	400,00	189 200,00
7	Maçonnerie	u	15800	40,00	632 000,00
				Montant	20 076 100,00

Le coût des travaux des réservoirs jumelés de la station de reprise N°1 est de : **20 076 100,00 DA.**

Tableau VIII.6.d: Coût des travaux du réservoir de la station de reprise N°2

N°	Description des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant
				DA	DA
1	Déblais	m ³	1139	300,00	341 700,00
2	Tout venant	m ³	171	600,00	102 600,00
3	Gros béton	m ³	76	5000,00	380 000,00
4	Béton armé	m ³	374	20000,00	7 480 000,00
5	Béton légèrement armé	m ³	6	12000,00	72 000,00
6	Remblais compacté	m ³	247	400,00	98 800,00
7	Maçonnerie	u	7900	40,00	316 000,00
				Montant	8 791 100,00

Le coût des travaux du réservoir de la station de reprise N°2 est de : **8 791 100,00 DA**
Le réservoir de la station de reprise N°3 a le même coût des travaux que celui de la station de reprise N°2.

Tableau VIII.6.e: Coût des travaux des réservoirs jumelés de Tléta.

N°	Description des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant
				DA	DA
1	Déblais	m ³	2273	300,00	681 900,00
2	Tout venant	m ³	304	600,00	182 400,00
3	Gros béton	m ³	121	5000,00	605 000,00
4	Béton armé	m ³	765	20000,00	15 300 000,00
5	Béton légèrement armé	m ³	13	12000,00	156 000,00
6	Remblais compacté	m ³	437	400,00	174 800,00
7	Maçonnerie	u	14700	40,00	588 000,00
				Montant	17 688 100,00

Le coût des travaux des réservoirs jumelés de Tléta est de : **17 688 100,00 DA**
On note le coût de l'ensemble des travaux dans le tableau VIII.7.a.

Tableau VIII.7.a: Coût de l'ensemble des travaux

N°	Description des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant
				DA	DA
1	Déblais	m ³	143 973	300,00	43 191 900,00
2	Tout venant	m ³	1000	600,00	600 000,00
3	Gros béton	m ³	399	5000,00	1 995 000,00
4	Béton armé	m ³	2578	20000,00	51 560 000,00
5	Béton légèrement armé	m ³	86	12000,00	1 032 000,00
6	Maçonnerie	u	81100	40,00	3 244 000,00
7	Lit de sable	m ³	5577	800,00	4 461 600,00
8	La conduite	m	25500	16 685,40	425 477 700,00
9	Remblais compacté	m ³	129171	400,00	51 668 400,00
				TOTAL	583 230 600,00

Tableau VIII.7.b: Bilan des coûts

Coût des stations de pompage.	7 042 200,00 DA
Coût de l'adduction.	520 842 000,00 DA
Coût des réservoirs	55 346 400,00 DA
Coût de l'ensemble du projet.	583 230 600,00 DA

Conclusion : Le coût global du projet est estimé à **583 230 600,00 DA**

VIII.4. Planification des travaux

Avant d'entamer la réalisation des travaux sur le chantier il faut faire une planification qui consiste en une étude théorique qui recherche constamment la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et des autres moyens.

L'objectif de la planification est de s'assurer que tout le travail se fait :

- dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau) ;
- sans retard ;
- aussi économique que possible.

Les travaux suivant seront ordonnés selon la méthode du réseau (CPM).

La méthode du réseau à chemin critique ou méthode PERT (program evaluation review technic) est une méthode où les nœuds et les flèches représentent des tâches et ils sont parcourus par un flux qui est le temps, et le sommet (nœuds ou flèches) représente une étape ou un événement). Cette méthode a été élaborée en 1958 par les Américains.

VIII.4.1. Définitions des tâches et leurs durées

On admet que la réalisation des stations de reprise et de leurs réservoirs va se faire en parallèle (quatre entreprises de réalisation, une pour chaque station et une pour les réservoirs jumelés de Tléta). Une cinquième entreprise sera chargée de la réalisation de l'adduction.

Puisque les trois bâtiments des stations de pompage sont identiques et les réservoirs ont approximativement les mêmes volumes de travaux, on impose les mêmes durées de réalisation des différentes tâches des stations et de leurs réservoirs.

A- Station de pompage

Les tâches de construction du bâtiment de la station de pompage et leurs durées sont mentionnées sur le tableau VIII.8.a.

Tableau VIII.8.a : temps de réalisation des opérations de la station de pompage

Notation	Opération	Durée (jour)
A	Décapage	3
B	Excavation	7
C	Coulage du béton de propreté.	2
D	Coulage du béton pour les semelles.	3
E	Coulage du béton pour les demi poteaux.	5
F	Remblayage et compactage des fouilles.	3
G	Construction des murés	7
H	Coulage béton longrines inférieures.	15
I	Remblayage et compactage des casiers.	6
J	Coulage de la chape inférieure.	2
K	Coulage béton poteaux et des voiles de la salle de machines.	20
L	Coulage du béton pour longrines supérieures et de la dalle.	60
M	Maçonnerie et finition générale.	60
N	Embellissement (trottoirs, bitumage et verdure), évacuation des débris et nettoyage	7

B- Adduction

Les tâches de réalisation de l'adduction et leurs durées sont mentionnées dans le tableau VIII.8.b.

Tableau VIII.8.b : temps de réalisation des opérations de l'adduction

Notation	Opération	Durée (jour)
O	Exécution des tranchées « tranche 1 »	63
P	Exécution des tranchées « tranche 2 »	63
Q	Exécution des tranchées « tranche 3 »	63
R	Exécution des tranchées « tranche 4 »	63
S	Pose du lit de sable« tranche 1 »	20
T	Pose du lit de sable« tranche 2 »	20
U	Pose du lit de sable« tranche3 »	20
V	Pose du lit de sable« tranche4 »	20
W	Pose de la canalisation « tranche 1 »	50
X	Pose de la canalisation « tranche 2 »	50
Y	Pose de la canalisation « tranche 3 »	50
Z	Pose de la canalisation « tranche 4 »	50
AB	Remblayage des tranchées « tranche 1 »	8
AC	Remblayage des tranchées « tranche 2 »	8
AD	Remblayage des tranchées « tranche 3 »	8
AE	Remblayage des tranchées « tranche 4 »	8

C- Réservoirs

Les tâches concernant la réalisation d'un réservoir et leurs durées sont mentionnées dans le tableau VIII.8.c.

Tableau VIII.8.c : temps de réalisation des opérations du réservoir

Notation	Opération	Durée (jour)
BC	Excavation	7
BD	Pose du tout venant	2
BE	Coulage du béton de propreté.	1
BF	Coulage du béton armé du radier et de la chape de la chambre de manoeuvre.	60
BG	Coulage béton armé du voile du réservoir et de la chambre	60
BH	Coulage du béton armé de la ceinture supérieure du réservoir et des poteaux de la chambre de manoeuvre	25
BI	Coulage du béton armé de la coupole et de la dalle de la chambre de manoeuvre	60
BJ	Remblayage et compactage.	2
BK	Maçonnerie et finition générale.	30
BL	Evacuation des débris et nettoyage	2

VIII.4.2. Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM)

A- Stations de pompage et réservoirs

On montre le lien entre les opérations qui précèdent et qui succèdent chaque opération de réalisation de la station de reprise dans le tableau VIII.9.a.

Tableau VIII.9.a : tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de la station

opérations	précède	succède	opérations	précède	succède
A	B	BC	M	N	L
B	C	A	N	---	M
C	D	B	BC	A,BD	---
D	E	C	BD	BE	BC
E	F	D	BE	BF	BD
F	G	E	BF	BG	BE
G	H	F	BG	BH	BF
H	I	G	BH	BI,BJ	BG
I	J	H	BI	BK	BH
J	K	I	BJ	BK	BH
K	L	J	BK	BL	BI,BJ
L	M	K	BL	---	BK

B- Adduction

On montre le lien entre les opérations qui précèdent et qui succèdent chaque opération de réalisation de l'adduction dans le tableau VIII.9.b.

Tableau VIII.9.b : tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l'adduction

opérations	précède	succède	opérations	précède	succède
O	P,S	---	W	AB,X	W
P	T,Q	O	X	AC,Y	W,T
Q	U,R	P	Y	AD,Z	X,U
R	V	Q	Z	AE	Y,V
S	W,T	O	AB	AC	W
T	X,U	S,P	AC	AD	AB,X
U	Y,V	T,Q	AD	AE	AC,Y
V	Z	Y,V	AE	---	AD,Z

Les réseaux à nœuds sont représentés sur la figure VIII.2 où les dates de commencement et de finitions au plutôt et les dates de commencement et de finitions au plus tard et bien sur les marges totales et les temps de réalisation sont mentionnés.

Les flèches vertes portées sur la figure VIII.2 représentent le chemin critique du réseau.

Conclusion

Le temps de réalisation de l'ensemble du projet est de **330 jours**, soit **environ 11 mois**.

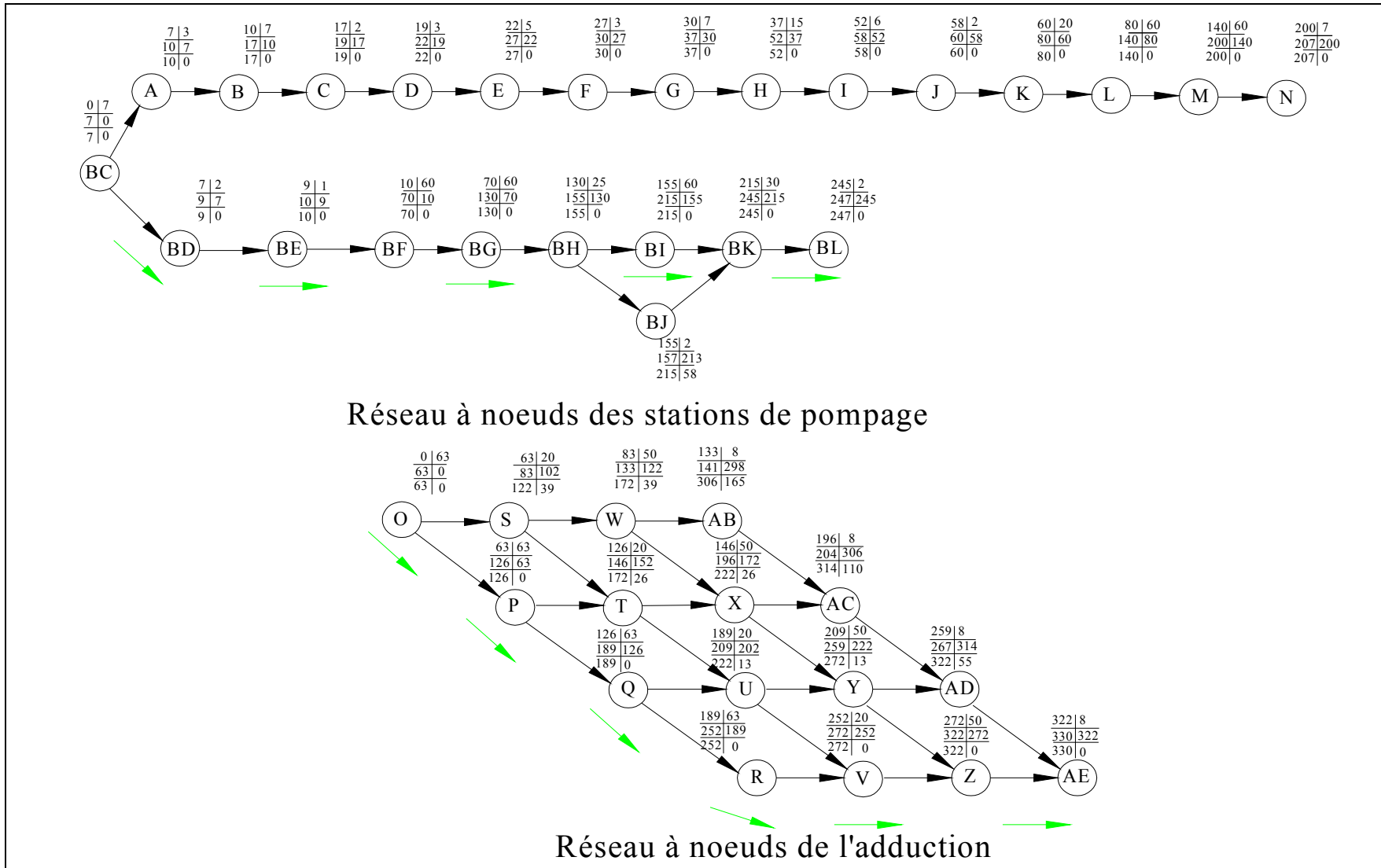


Figure VIII.2 : Réseaux à nœuds (méthode CPM) des stations et des réservoirs.

VIII.5. Engins

Le matériel utilisé pour les chantiers est le matériel classique des chantiers de travaux publics. L'utilisation de gros engins mécaniques a réduit considérablement le prix et le temps des terrassements dont l'incidence, dans la construction des chantiers, se trouve ainsi sensiblement diminuée.

Les engins que nous allons utiliser sont :

- Une pelle hydraulique ;
- Un dozer ;
- Un chargeur ;
- Un vibreur du sol pour le compactage des fouilles et des tranchées.

VIII.5.1. Pelle hydraulique

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les terrains même durs : marnes compactes, conglomérats, pour le chargement des roches débitées, exploitation des carrières notamment.

La pelle peut porter divers équipement qui en font un engin de travail à plusieurs fins :

- Godet normal pour travail en butée.
- Godet rétro pour travail en fouille et en tranché.
- Godet niveleur pour travail de décapage ou de nivelage.
- Benne preneuse pour terrassement en fouille ou déchargement de matériaux (sable, pierres...).
- Dragline pour travail en fouille.

Pour une pelle équipée en rétro ou pelle hydraulique le godet est porté par un bras simplement articulé et actionner par des vérins hydraulique. (Voir schéma ci après)



Figure VIII.3 : Pelle hydraulique

La capacité normale de retro-fouilleur est de 300 à 1300 litres. Ce sont des engins à capacité relativement faible car il est rare d'avoir à exécuter à la pelle fouilleuse de très gros terrassement.

VIII.5.2. Dozer

Les tracteurs niveleurs à chenilles (dozer) se sont répandus dans tous les pays du monde depuis les années 1940-45. Leur silhouette est devenue familière sur de très nombreux chantiers et de nombreux conducteurs se sont exercés à la conduite de ces engins. Ainsi tout

terrassment doit commencer par le décapage de la terre végétale ou couche supérieure du sol qui contient des débris végétaux; ce résultat est pratiquement obtenu au cours de la déforestation.

Le bulldozer est une pelle niveleuse montée sur un tracteur à chenille ou à pneus. L'outil de terrassment est une lame profilée portée par deux bras articulés qu'un mécanisme hydraulique permet d'abaisser ou de lever.

Si la lame est en position basse l'engin fait des terrassements par raclage avec une profondeur de coupe de 20 à 30cm.

En mettant la lame en position intermédiaire, on peut régaler des tas de déblais en couche d'épaisseur de 20 à 30cm également.

La position haute est une position de transport (hauteur de la lame au dessus du sol de 75cm à 1m).

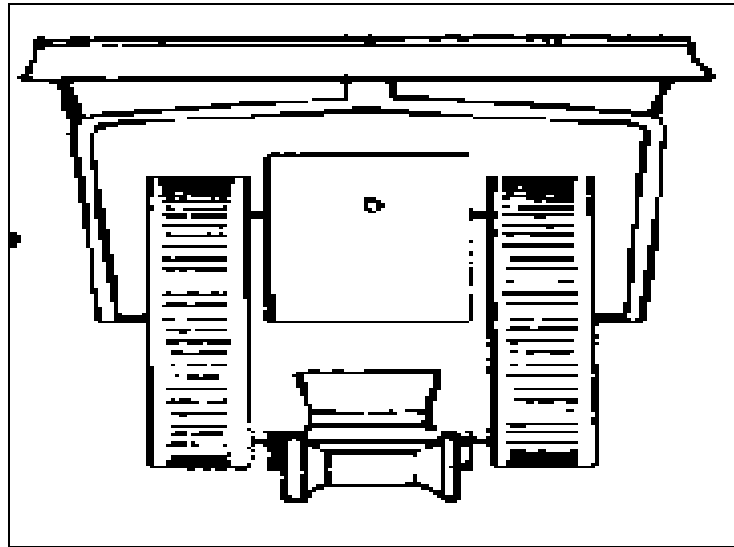


Figure VIII.4 : Bulldozer

VIII.5.3. Chargeur

C'est un tracteur à pneus muni de godet de chargement et de déchargement à l'avant, on l'utilisera pour remblayer les fouilles, les casiers et la tranchée après pose de la conduite.



Figure VIII.5 : Chargeur

VIII.5.4. Compacteur (vibrateur de sol)

C'est un engin peu encombrant, composé de deux petits cylindres d'environ 30 cm de diamètre muni d'un guidon. Cet engin sert au compactage des remblais des surfaces étroites telles que les fouilles des semelles, les casiers entre ceintures inférieures du bâtiment et les tranchées.

Conclusion

Dans notre travail, on a déterminé le devis général des stations de pompage y compris celui de leurs réservoirs et de l'adduction. En premier lieu, nous avons fait une étude quantitative des volumes de travaux, puis nous avons établie une estimation du coût approximatif global de l'ensemble des travaux envisagés.

Comme deuxième étape, nous avons entrepris une planification des travaux qui est nécessaire pour le bon déroulement des travaux et le suivi de la réalisation du projet.

Enfin le choix des engins les plus appropriés pour le bon déroulement des différentes étapes du projet.

Pour la réalisation d'ouvrage quelconque, il serait irrationnel de ne pas suivre l'ensemble des étapes précédemment citées (décomposition en tâches et ordonnancement...) vu l'importance des ouvrages à réaliser et le gain de temps donc d'argent que ces méthodes de conduite de chantier peuvent apporter.

CONCLUSION GENERALE

Dans notre travail, nous avons étudié les installations, les ouvrages de stockage et les équipements hydromécaniques nécessaires pour diriger l'eau de la station de traitement de Taksebt vers le réservoir de Tléta.

Il est plus commode de faire recours, dans la mesure du possible, aux produits et aux matériels locaux à fin de palier, dans les plus brefs délais, à un éventuel dysfonctionnement pouvant survenir au cours d'exploitation.

Afin d'assurer la continuité du service, en cas d'interruption de l'alimentation des groupes électropompes en énergie électrique, de baisse de tension ou de manque de phase, Nous recommandons un groupe électrogène de secours approprié avec un démarrage et un arrêt, à la fois, manuel et automatique.

Dans le but de faciliter le contrôle et la supervision, chaque station de reprise doit être dotée d'un poste transformateur pour chaque groupe électropompe, d'un pupitre de contrôle (synoptique hydraulique avec voyants et boutons poussoirs) et d'un système de télégestion.

En effet, le système de télégestion nous permettra la supervision de l'ensemble de la chaîne à partir d'un poste central situé dans la station de traitement ou dans station de reprise N°1. Ce système relie entre le poste central, les différentes stations de pompage et les réservoirs pour :

- Réaliser les asservissements entre les différentes stations et les réservoirs ;
- Collecter, dans le poste central, l'ensemble des informations sur le fonctionnement de la chaîne.

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 reprise à fin de garantir la pérennité du projet.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Ouvrages généraux

- [1] **A. DUPONT** « Hydraulique urbaine », Tome II, édition Eyrolles, Paris 1977, p.237, 260, 267, 275-280, 287, 319, 322, 323, 326.
- [2] **M. CARLIER** « Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles, Paris 1972, p.289.
- [3] **A. LENCASTRE** « Hydraulique générale », édition Eyrolles, Paris 1983, p.349.
- [4] **B.SALAH** « Cours d'Alimentation en Eau Potable», cinquième année, p.11, 27, 29,72, 78, 78a, 140.
- [5] **H. GODART** « Technique de l'ingénieur (technologie de l'eau) », édition T.I., p.C5195 – 10, 16, 18, 25.
- [6] **J. DUBOIS – M. DIAMENT** « Géophysique », édition MASSON, 1997, p.181.
- [7] **A.G.H.T.M** « les canalisations d'eau et de gaz (corrosion, dégradation et prospection) », édition Technique et Documentation, Paris 1987 p.177.
- [8] **A.G.H.T.M** « les stations de pompage », édition Technique et Documentation, Paris 1982, p.101.

Mémoires de fin d'étude

- [9] **M.OULDLAMARA** « Adduction des villages de Zekri et de Ait Chafaa à partir des forage de Oued Sidi Ahmed Ben Youcef. W.Tizi Ouzou », Mémoire de fin d'étude, ENSH, promotion 1999.

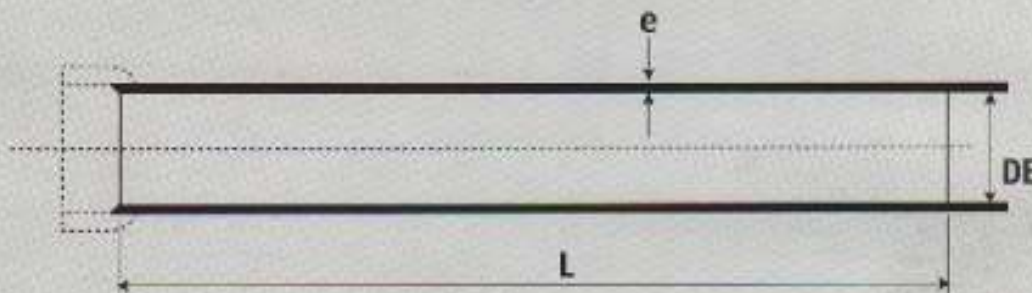
Catalogues

- [10] **Electrosteel Algérie SPA** « Tuyaux et raccords en fonte ductile ».
- [11] **KSB** « pompes multicellulaires à haute pression ».
- [12] **LEROY SOMER** « Moteurs asynchrones triphasés »
- [13] **CHARLATTE** « Réservoirs hydraulique ».
- [14] **Danfoss Socla** « Clapets de non retour ».
- [15] **BAMO MESURES SAS** « pH, conductivité, turbidité, autocontrôle, niveau et débit ».

Annexe I

Quelques caractéristiques des tuyaux en fonte ductile (d'après le catalogue du fabricant Electrosteel Algérie SPA)

•• (Tuyaux fonte ductile - AEP (EN 545 ISO 2531



DN	Diamètre extérieur DE		Epaisseur Fonte 'e' (K9)		Pression minimale d'essai en usine (bar) K9	Epaisseur fonte 'e' (C40)		Pression minimale d'essai en usine (bar) C40
	Nominal (mm)	Tolérance (mm)	Nominal (mm)	Tolérance (mm)		Nominal (mm)	Tolérance (mm)	
80	98	+1 à -2.7	6,0	-1,3	50	4,8	-1,3	40
100	118	+1 à -2.8	6,0	-1,3	50	4,8	-1,3	40
125	144	+1 à -2.8	6,0	-1,3	50	4,8	-1,3	40
150	170	+1 à -2.9	6,0	-1,5	50	5,0	-1,5	40
200	222	+1 à -3.0	6,3	-1,5	50	5,4	-1,5	40
250	274	+1 à -3.1	6,8	-1,6	50	5,8	-1,6	40
300	326	+1 à -3.3	7,2	-1,6	50	6,2	-1,6	40
350	378	+1 à -3.4	7,7	-1,7	40	7,0	-1,7	40
400	429	+1 à -3.5	8,1	-1,7	40	7,8	-1,7	40
450	480	+1 à -3.6	8,6	-1,8	40	-	-	-
500	532	+1 à -3.8	9,0	-1,8	40	-	-	-
600	635	+1 à -4.0	9,9	-1,9	40	-	-	-
700	738	+1 à -4.3	10,8	-2	32	-	-	-
800	842	+1 à -4.5	11,7	-2,1	32	-	-	-
900	945	+1 à -4.8	12,6	-2,2	32	-	-	-
1000	1048	+1 à -5.0	13,5	-2,3	32	-	-	-

La classe d'épaisseur des tuyaux est marquée sur le fût lorsqu'elle diffère de la classe K9.
Ainsi les tuyaux classe C40 sont marqués 'C40' selon la norme NF EN 545 : 2002.

ELECTROSTEEL peut également fournir, à la demande de ses clients, des tuyaux classes K7, K8, K10, K12.
L'épaisseur de la paroi fonte est donnée par la formule : $e = K(0.5 + 0.001 DN)$.

Annexe II

Regard type vidange

