

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

Ecole Nationale Polytechnique



Mémoire de projet de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Hydraulique

Thème :

Transfert des eaux d'Oued Athmania – Koudiat Medouar - Ourkiss

Amine DIB

Sous la direction de Mr. Abdelmalek BERMAD

Professeur ENP

Composition du Jury :

| | | | |
|------------|---------------------------------------|------------|-------------|
| Président | Mr. Abderrahim BALI | Professeur | ENP |
| Promoteur | Mr. Abdelmalek BERMAD | Professeur | ENP |
| Examineurs | Mr. Abdelouahab LEFKIR | Docteur | ENSTP |
| | Mr. M ^{ed} Amine BOUKHEMACHA | Docteur | ENP |
| | Mr. Mourad AMITOUCHE | Docteur | U.Boumerdes |
| Invité | Mr. Djamel Eddine DJALOUADJI | Ingénieur | Kou.G.C |

ENP Juin 2016

E.N.P. 10, Avenue Hassen Badi, BP 182 El-Harrach, Alger 16200

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

Ecole Nationale Polytechnique



Mémoire de projet de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Hydraulique

Thème :

Transfert des eaux d'Oued Athmania – Koudiat Medouar - Ourkiss

Amine DIB

Sous la direction de Mr. Abdelmalek BERMAD

Professeur ENP

Composition du Jury :

| | | | |
|------------|---------------------------------------|------------|-------------|
| Président | Mr. Abderrahim BALI | Professeur | ENP |
| Promoteur | Mr. Abdelmalek BERMAD | Professeur | ENP |
| Examineurs | Mr. Abdelouahab LEFKIR | Docteur | ENSTP |
| | Mr. M ^{ed} Amine BOUKHEMACHA | Docteur | ENP |
| | Mr. Mourad AMITOUCHE | Docteur | U.Boumerdes |
| Invité | Mr. Djamel Eddine DJALOUADJI | Ingénieur | Kou.G.C |

ENP Juin 2016



Remerciements

Cette thèse n'aurait jamais vu le jour sans l'aide de Dieu, le tout Puissant, pour Nous avoir donné la santé, le courage, la patience, la Volonté et la force Nécessaire, pour Affronter toutes les difficultés et les obstacles à travers Notre chemin d'étude.

Je tiens à adresser mes plus vifs remerciements et à exprimer ma profonde gratitude à tous ceux qui ont participé à l'élaboration de ce travail, en particulier mes promoteurs :

Pr. Abdelmalek BERMAD pour avoir accepté de m'encadrer, pour sa disponibilité et le temps qu'il m'a consacré, pour l'intérêt particulier et les conseils déterminants qu'il a apporté à mon projet.

Mr. Djamel DJALOUADJI pour m'avoir proposé ce sujet et guidé tout au long de mon travail.

Pour l'équipe TEC4 et ANBT Ain Mlila et Kouba, Pour avoir m'aider durant mon stage de fin d'étude

Un grand merci également à Mr BELHADJ, BERKANI et Mme BENMAMAR pour ses précieuses recommandations et orientations. Sans oublier Mr LEFKIR et Mme HEMRICHE pour son utile apport dans ce projet.

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

Comme j'exprime mon entière reconnaissance à tous les enseignants de l'Ecole qui ont suivi et participé à ma formation.



Je dédie ce modeste travail :

Aux êtres qui me sont les plus chères dans ma vie : mon père et ma mère pour leur

Patience, Leurs encouragements et leur soutien inconditionnel.

A mon frère Et mes très chères sœurs

A tous amis proches et mes amis de l'Ecole Préparatoire aux Sciences

Et Techniques Annaba, et de l'Ecole Nationale Polytechnique Alger

ملخص:

يعتبر نقل المياه بين الأحواض في المناطق القاحلة وشبه القاحلة كمنطقة أم البواقي وباتنة ضرورة في أكثر الأحيان وليس اختياراً. الهدف الأساسي منه هو التغلب على نقص المياه الصالحة للشرب وتحسين شبكة الري. في هذه الدراسة، نهتم بنظام النقل بين سد واد العثمانية والسدين اوركيس (ولاية أم البواقي) وكودية مدور (ولاية باتنة). أولاً، سوف نقوم باختيار البدائل قبل الشروع في تصميم الأنابيب، ثم ننتقل إلى الدراسة التقنية-اقتصادية لتحديد البديل الأنسب. وأخيراً، نكمل التصميم بمحطات الضخ وباختيار حمايات مناسبة لظاهرة تآكل الأنابيب والمطرقة المائية.

كلمات المفتاح: نقل المياه بين الأحواض، تصميم الأنابيب، الدراسة التقنية-اقتصادية، محطات الضخ، ظاهرة المطرقة المائية.

Abstract

In arid and semi-arid regions like Oum El-Bouaghi and Batna, the water transfer between hydrographic basins is a necessity but always not a choice. It is for the main purpose of reducing the fresh water problem in different regions, and to improve the irrigation system.

This study concerns the transfer system between Oued Athmania Dam and the two dams of Ourkiss and Koudiat Mdaouar.

Firstly, we proceed by the choice of the variants before proceeding to the design of pipes, the technical-economic study will identify the most appropriate variant.

Finally, we complete the transfer design of the pumping stations and pipe protection against water hammer and corrosion.

Key Words: interbasins transfer – Dimensioning of the conduits – technico-economic study station of pumping – Water hammer.

Résumé:

Dans les régions arides à semi-arides à l'instar de la région de Oum El-Bouaghi et Batna, le transfert d'eau entre bassins hydrographiques est une nécessité mais pas toujours un choix. Il est pour but principal de pallier déficit en eau potable des différentes régions et d'améliorer le réseau d'irrigation.

Le présent mémoire portera sur l'étude du système de transfert entre le barrage d'Oued Athmania et les des deux barrages d'Ourkiss (Wilaya d'Oum El-Bouaghi) et Koudiat Medaouar (Wilaya de Batna)

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

Enfin, nous compléterons le dimensionnement du transfert par les stations de pompage et la protection des conduites contre la corrosion des conduites et le coup de bélier.

Mots Clés : Transfert interbasins, dimensionnement des conduites, Etude technico-économique, station de pompage, Coup de Bélier.

Sommaire

Liste des tableaux

Liste des figures

Introduction générale

Chapitre I Description de zone d'étude

| | | |
|--------|---|----|
| 1. | Objet du projet | 3 |
| 2. | Description de la zone d'étude | 3 |
| 2.1. | Géographie | 3 |
| 2.2. | Géologie Générale | 4 |
| 2.3. | Climat | 6 |
| 2.3.1. | Pluviométrie | 6 |
| 2.3.2. | Données climatiques moyennes | 7 |
| 3. | Infrastructures | 7 |
| 3.1. | Routes | 7 |
| 3.2. | Voies de chemin de fer | 8 |
| 3.3. | Conduite de gaz | 8 |
| 3.4. | Autoroute Est-Ouest | 8 |
| 4. | Barrage Oued Athmania | 8 |
| 5. | Barrage d'Ourkiss | 9 |
| 4.1. | Localisation : | 9 |
| 4.2. | Destination: | 9 |
| 4.3. | Caractéristiques Techniques | 9 |
| 6. | Barrage de Koudiat Medouar | 9 |
| 7. | Description générale du nouveau système d'approvisionnement | 10 |

Chapitre II Tracé des variantes

| | | |
|------|---|----|
| 1. | Types d'adduction entre les ouvrages de transfert | 12 |
| 1.1. | Adduction gravitaire | 12 |
| 1.2. | Adduction par refoulement | 12 |
| 2. | Critères de tracé de la conduite de transfert | 13 |
| 2.1. | Considérations techniques | 13 |
| 2.2. | Considérations économiques | 14 |
| 3. | Les Variantes proposées | 14 |
| 3.1. | Variante 1 | 14 |
| 3.2. | Variante 2 | 17 |
| | Conclusion | 19 |

Chapitre III Les besoins en eau et dimensionnement des conduites

| | | |
|--------|---|-----------|
| 1. | Détermination des débits | 21 |
| 1.1. | Les besoins en eau | 21 |
| 1.2. | Calcul du débit annuelle | 22 |
| 2. | Conclusion | 26 |
| | Calcul et dimensionnement des conduites | 27 |
| 1. | Introduction | 27 |
| 2. | Choix du matériau de la conduite | 27 |
| 3. | Lois de dimensionnement hydraulique | 28 |
| 3.1. | Critère hydraulique | 28 |
| 3.1.1. | Les pertes de charge | 28 |
| a) | Pertes de charge linéaires | 29 |
| b) | Pertes de charges singulières | 30 |
| 3.2. | Caractéristiques mécaniques | 31 |
| 3.2.1. | Les pressions relatives à la conduite | 31 |
| 3.2.2. | Epaisseur de la conduite | 32 |
| a) | Epaisseur minimal de la paroi de la conduite | 32 |
| 4. | Dimensionnement des canalisations en pression | 32 |
| 4.1. | Détermination du coût total annuel d'installation | 34 |

| | | |
|--------|---|-----------|
| 4.1.1. | Frais d'investissement de la conduite | 34 |
| 4.1.2. | Frais d'exploitation | 35 |
| 5. | Dimensionnement des canalisations gravitaires | 35 |
| 5.1. | Écoulement en charge | 36 |
| 6.1. | Dimensionnement du tronçon Barrage Oued Athmania – SP Oued Seguin | 38 |
| 6.2. | Dimensionnement du tronçon SP Oued Seguin-BE Ouled Hamla (Sans piquage d'irrigation de Teleghma) | 39 |
| 6.3. | Dimensionnement du tronçon SP Oued Seguin-Bassin d'Équilibrage Ouled Hamla (avec piquage d'irrigation de Teleghma) | 40 |
| 6.3.1. | Dimensionnement du tronçon SP Oued Seguin – Piquage d'irrigation de Teleghma | 40 |
| 6.3.2. | Dimensionnement du tronçon Piquage d'irrigation de Teleghma – Bassin d'Équilibrage Ouled Hamla | 42 |
| 6.4. | Dimensionnement du tronçon BE Ouled Hamla – SP Ain Kercha | 43 |
| 6.5. | Dimensionnement du tronçon SP Ain Kercha – Barrage de Koudiat Medouar | 44 |
| 6.6. | Dimensionnement du tronçon SP Ain Kercha – Barrage Ourkiss | 45 |
| 7. | Conclusion | 48 |
| | Chapitre IV Station de pompage | 49 |
| 1. | Introduction | 49 |
| 2. | Positionnement des stations de pompage | 49 |
| 3. | Les différents types de pompes et leurs caractéristiques | 49 |
| 3.1. | Les turbopompes | 49 |
| 3.2. | Principe de fonctionnement d'une pompe centrifuge | 50 |
| a) | Les Avantages | 51 |
| b) | Les inconvénients | 51 |
| 3.3. | Caractéristiques des turbopompes | 52 |
| 3.3.1. | Résultat de la théorie des turbomachines | 52 |
| 3.3.2. | Les courbes caractéristiques | 53 |
| 3.3.3. | Vitesse spécifique | 55 |
| 3.4. | Définition General | 56 |
| 4. | Couplage des pompes | 58 |
| 4.1. | Couplage en série | 58 |
| 4.2. | Couplage en parallèle | 59 |
| 5. | Notions de cavitation et de NPSH | 60 |
| 5.1. | Cavitation | 60 |
| 5.1.1. | Notion de NPSH | 60 |
| 5.2. | Mode de prévention de la Cavitation | 62 |
| 5.2.1. | Moyens constructifs | 62 |
| 5.2.2. | Indication d'installation et de fonctionnement | 62 |
| 5.2.3. | Matériaux résistant à la cavitation | 63 |
| 6. | Equipements hydrauliques d'une station de pompage | 63 |
| 6.1. | Groupe d'aspiration | 63 |
| 6.2. | Groupe de refoulement | 64 |
| 7. | Les Conduites d'aspiration et de refoulement | 64 |
| 7.1. | Conduites d'aspiration | 64 |
| 7.2. | Conduites de refoulement | 64 |
| | Chapitre V Calcul de station de pompage | 66 |
| 1. | Conception de la Station de pompage SP Oued Seguin | 66 |
| 1.1. | Situation | 66 |
| 1.2. | Étude des variantes | 66 |
| 1.2.1. | La variante 1e de quatre pompes (04) | 66 |
| a) | Courbe caractéristique de la conduite | 66 |
| b) | Vitesse spécifique | 66 |
| d) | Calcul de NPSH | 67 |
| 1.2.2. | La variante 2 de cinq pompes (05) | 68 |
| a) | Courbe caractéristique de la conduite | 68 |

| | | |
|---|--|------------|
| b) | vitesse spécifique | 68 |
| c) | Point de fonctionnement | 68 |
| d) | Calcul de NPSH | 69 |
| 1.2.3. | La variante 2 de six pompes (06) | 70 |
| a) | Courbe caractéristique de la conduite | 70 |
| b) | vitesse spécifique | 70 |
| c) | Point de fonctionnement | 71 |
| d) | Calcul de NPSH | 71 |
| 2. | Comparaison des variantes | 72 |
| 3. | Station de Pompage Ain Kercha | 72 |
| 3.1. | Situation | 72 |
| 3.2. | Station de pompage d'Ain Kercha -- le barrage Ourkiss | 72 |
| a) | Courbe caractéristique de la conduite | 73 |
| b) | Vitesse spécifique | 73 |
| c) | Point de fonctionnement | 74 |
| d) | Calcul de NPSH | 75 |
| 3.3. | Station de pompage d'Ain Kercha vers le barrage Koudiet Medouar | 75 |
| a) | Courbe caractéristique de la conduite | 75 |
| b) | Vitesse spécifique | 76 |
| c) | Point de fonctionnement | 76 |
| d) | Calcul de NPSH | 77 |
| 4. | Conclusion | 77 |
| Chapitre VI Protection des conduites contre la corrosion et coup de bélier | | 78 |
| 1. | Introduction | 78 |
| 2. | Protection des conduites contre la corrosion | 78 |
| 2.1. | Définition | 78 |
| 2.2. | Différents processus de la corrosion | 79 |
| 2.3. | Les facteurs de la corrosion | 79 |
| 2.4. | Moyens de protection contre la corrosion | 80 |
| 3. | Protection des conduites contre le coup de bélier | 81 |
| 3.1. | L'origine du phénomène | 81 |
| 3.2. | Causes fréquentes du coup de bélier | 81 |
| 3.3. | Les conséquences de phénomène | 82 |
| 3.4. | Protections anti bélier | 83 |
| 3.5. | Description des phénomènes physiques | 87 |
| 4. | Protection de la conduite de refoulement SP Oued Seguin—BE Ouled Hamla | 87 |
| 4.1. | Calcul du réservoir d'air | 87 |
| 5. | Protection de la conduite de refoulement SP Ain Kercha – Barrage Ourkiss | 90 |
| 6. | Protection de la conduite de refoulement SP Ain Kercha – Barrage Koudiet Medouar | 93 |
| 6.1. | Calcul du réservoir d'air | 93 |
| 7. | Simulation par EPANET | 96 |
| b) | Les Étapes de l'Utilisation d'EPANET | 96 |
| Chapitre VII Conception de pose des conduites | | 100 |
| 1. | Introduction | 100 |
| 2. | Principe de pose de canalisations | 100 |
| 3. | Les actions reçus par les conduites | 100 |
| 4. | Excavation des tranchées | 101 |
| 5. | Calcul de la profondeur de tranchée | 101 |
| 6. | Aménagement du lit de sable | 103 |
| 7. | Exécution du lit de pose | 103 |
| 7.1. | Pose sur le sol naturel en fond de tranchée | 103 |
| 7.2. | Pose sur un matériau d'apport | 104 |
| 7.3. | Construction des regards | 104 |
| 7.4. | Traversée des Oueds | 105 |
| 8. | Préparation des tuyaux à poser | 106 |

| | | |
|------|------------------------------------|------------|
| 8.1. | Coupe des tuyaux | 106 |
| 8.2. | Mise en œuvre des tuyaux | 106 |
| a) | Affaissement admissible | 107 |
| b) | Déviatiion angulaire admissible | 107 |
| 9. | Verrouillage d'une canalisation | 109 |
| 9.1. | Butées | 109 |
| | Conclusion | 110 |
| | Conclusion général | 111 |
| | Références Bibliographiques | 112 |
| | Annexe | 114 |

Liste des tableaux

| | |
|--|----|
| <i>Tableau I. 1:Résume les données climatiques moyennes mensuelles relevées à la station climatique de Batna</i> | 7 |
| <i>Tableau II. 1 : Caractéristiques de la variante 1</i> | 15 |
| <i>Tableau II. 2 : Caractéristiques de la variante 2 Conduite 1</i> | 18 |
| <i>Tableau II. 3: Caractéristiques de la variante 2 Conduite 2</i> | 18 |
| <i>Tableau III. 1: Quantité d'eau de la sortie du barrage Oued Athmania [ANBT]</i> | 21 |
| <i>Tableau III. 2: Quantité d'eau qui sort et entre au barrage Ourkiss [ANBT]</i> | 22 |
| <i>Tableau III. 3: Quantité d'eau à irriguer de Teleghma [ANBT]</i> | 22 |
| <i>Tableau III. 4: La demande mensuelle en eau</i> | 22 |
| <i>Tableau III. 5: les débits de projet mensuel</i> | 23 |
| <i>Tableau III. 6: Paramètres de dimensionnement pour les conduites par refoulement</i> | 38 |
| <i>Tableau III. 7: calcul du tronçon Barrage Oued Athmania – SP Oued Seguin</i> | 38 |
| <i>Tableau III. 8: calcul du diamètre commercial</i> | 38 |
| <i>Tableau III. 9: Frais d'investissement de la Conduite du tronçon SP Oued Seguin-BE OH</i> | 39 |
| <i>Tableau III. 10: Frais d'exploitation du tronçon SP Oued Seguin-BE OH</i> | 39 |
| <i>Tableau III. 11: Coût global du tronçon SP Oued Seguin-BE OH</i> | 40 |
| <i>Tableau III. 12: Coût global du tronçon SP Oued Seguin – Piquage d'irrigation de Teleghma</i> | 41 |
| <i>Tableau III. 13: Frais d'exploitation du tronçon SP Oued Seguin- Piquage d'irrigation de Teleghma</i> | 41 |
| <i>Tableau III. 14: Cout Global du tronçon SP Oued Seguin- Piquage d'irrigation de Teleghma</i> | 42 |
| <i>Tableau III. 15: Frais d'investissement du tronçon Piquage d'irrigation de Teleghma – BE Ouled Hamla</i> | 42 |
| <i>Tableau III. 16: Frais d'exploitation du tronçon Piquage d'irrigation de Teleghma – BE Oued Hamla</i> | 43 |
| <i>Tableau III. 17: Cout global du tronçon Piquage d'irrigation de Teleghma – BE OH</i> | 43 |
| <i>Tableau III. 18: calcul du tronçon Bassin d'Equilibrage Ouled Hamla – SP Ain Kercha</i> | 44 |
| <i>Tableau III. 19: calcul du diamètre commercial du tronçon BE Ouled Hamla–SP Ain Kercha</i> | 44 |
| <i>Tableau III. 20: Frais d'investissement du tronçon SP AK – Barrage de Koudiat Medouar</i> | 45 |
| <i>Tableau III. 21: Frais d'exploitation du tronçon SP AK – Barrage de Koudiat Medouar</i> | 45 |
| <i>Tableau III. 22: Cout Global du tronçon SP AK – Barrage de Koudiat Medouar</i> | 45 |
| <i>Tableau III. 23: Frais d'investissement du tronçon SP AK – Barrage Ourkiss</i> | 46 |
| <i>Tableau III. 24: Frais d'exploitation du tronçon SP AK – Barrage Ourkiss</i> | 46 |
| <i>Tableau III. 25: Cout Global du tronçon SP AK – Barrage Ourkiss</i> | 47 |

| | |
|--|------------|
| <i>Tableau V. 1 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre</i> | <i>72</i> |
| <i>Tableau VI. 1: Les différents facteurs de la corrosion</i> | <i>80</i> |
| <i>Tableau VI. 2: les pressions dans les nœuds</i> | <i>98</i> |
| <i>Tableau VI. 3: les vitesses et les débits dans les conduites</i> | <i>99</i> |
| <i>Tableau VII. 1 : les valeurs de K</i> | <i>109</i> |

Liste des figures

| | |
|--|----|
| <i>Figure I. 1: Carte de situation des ouvrages et zone de projet</i> | 4 |
| <i>Figure I. 2: Rapports structuraux entre les différentes unités de la chaîne des Maghrébides</i> | 5 |
| <i>Figure I. 3: Coupe générale synthétique des Maghrébides de l'Est algérien</i> | 5 |
| <i>Figure I. 4 : barrage d'Oued Athmania</i> | 8 |
| <i>Figure I. 5: Barrage de Koudiet Medouar</i> | 10 |
| <i>Figure I. 6: Emplacement du Système de Transfert d'Eau d'Athamania</i> | 11 |
| <i>Figure II. 1 : Représentation de la variante 1 [Google Map]</i> | 16 |
| <i>Figure II. 2: profil en long de la conduite 1 pour la variante 1</i> | 16 |
| <i>Figure II. 3: profil en long de la conduite 2 pour la variante 1</i> | 16 |
| <i>Figure II. 4 : Traversée de l'autoroute</i> | 17 |
| <i>Figure II. 5: Représentation de la variante 2</i> | 18 |
| <i>Figure II. 6 : profil en long de la conduite 1, variante 2</i> | 19 |
| <i>Figure II. 7: profil en long de la conduite 2, variante 2</i> | 19 |
| <i>Figure III. 3 : représentation graphique du Distribution annuelle de débits par tronçons</i> | 24 |
| <i>Figure III. 3: Schéma de l'adduction par refoulement depuis un réservoir</i> | 33 |
| <i>Figure III. 4: adduction par refoulement à partir d'un puits</i> | 34 |
| <i>Figure III. 5: Adduction d'un réservoir A vers un réservoir B</i> | 36 |
| <i>Figure III. 4 : Schéma de transfert d'Oued Athmania</i> | 25 |
| <i>Figure IV. 1: classification des pompes</i> | 50 |
| <i>Figure IV. 2: constitution d'une pompe centrifuge [Alonso, 2004]</i> | 51 |
| <i>Figure IV. 3: schématisation de triangle des vitesses</i> | 52 |
| <i>Figure IV. 4: Courbe caractéristiques d'une pompe centrifuge</i> | 54 |
| <i>Figure IV. 5: Représentation du point de fonctionnement</i> | 55 |
| <i>Figure IV. 6: influence de la vitesse spécifique sur la forme de la roue</i> | 56 |
| <i>Figure IV. 7: Courbe caractéristique équivalente à deux pompes montées en série.</i> | 58 |
| <i>Figure IV. 8: Courbe caractéristique équivalente à deux pompes montées en parallèle</i> | 59 |
| <i>Figure IV. 9: zone de cavitation et de non cavitation</i> | 61 |
| <i>Figure IV. 10: notion de NPSH</i> | 62 |
| <i>Figure V. 1: Point de fonctionnement de la station SP Oued Seguin.</i> | 67 |
| <i>Figure V. 2: Point de fonctionnement de la station SP Oued Seguin.</i> | 69 |
| <i>Figure V. 3: Point de fonctionnement de la station SP Oued Seguin.</i> | 71 |

| | |
|--|-----|
| <i>Figure V. 4: Représentation d'une pompe KSB double œillard RDLP</i> | 74 |
| <i>Figure V. 5: Point de fonctionnement de la station SP Ain Kercha.</i> | 74 |
| <i>Figure V. 6: Point de fonctionnement de la station SP Ain Kercha.</i> | 76 |
| <i>Figure VI. 1: Formation de la corrosion</i> | 79 |
| <i>Figure VI. 2: Réservoir anti bélier.</i> | 83 |
| <i>Figure VI. 3: Soupape de décharge</i> | 84 |
| <i>Figure VI. 4: Jet d'eau par une soupape</i> | 85 |
| <i>Figure VI. 5: Cheminée d'équilibre d'un circuit d'irrigation.</i> | 85 |
| <i>Figure VI. 6: Schéma d'une dérivation.</i> | 86 |
| <i>Figure VI. 7: Schéma de principe d'une ventouse.</i> | 86 |
| <i>Figure VI. 8: Abaque de Vibert pour le calcul simplifié du réservoir d'air</i> | 89 |
| <i>Figure VI. 9: Abaque de Vibert pour le calcul simplifié du réservoir d'air</i> | 92 |
| <i>Figure VI. 10: Abaque de Vibert pour le calcul simplifié du réservoir d'air</i> | 95 |
| <i>Figure VI. 11: simulation de l'écoulement via Epanet</i> | 97 |
| <i>Figure VII. 1: Coupe en travers d'une conduite</i> | 102 |
| <i>Figure VII. 2: coupe en travers d'une conduite</i> | 102 |
| <i>Figure VII. 3: Pose en fond de tranchée</i> | 103 |
| <i>Figure VII. 4: Pose sur un matériau d'apport</i> | 104 |
| <i>Figure VII. 5: construction des regards</i> | 104 |
| <i>Figure VII. 6: pose de canalisations en aérien</i> | 105 |
| <i>Figure VII. 7: traversé d'un oued</i> | 106 |
| <i>Figure VII. 8: déformations imposées par les masses des terres en mouvement</i> | 107 |
| <i>Figure VII. 9: Les butées (Guide DIPRA)</i> | 110 |

Introduction Générale

Depuis l'antiquité, l'homme eu recours aux transferts d'eau interbassins. Ces transferts ont été principalement mis en œuvre pour l'approvisionnement en eau potable, l'irrigation et même dans certains cas pour la prévention des inondations.

A l'heure actuelle, la population mondiale vient tout juste de passer les sept milliards d'êtres humains. Ceci représente sept milliards de consommateurs quotidiens d'eau potable pour assurer leur survie et cette consommation ne va pas en baissant. En parallèle à l'augmentation mondiale de la consommation de l'eau, la répartition géographique de cette dernière est loin d'être égalitaire et juste à l'échelle planétaire. Le double problème de l'augmentation de la demande en eau ainsi que sa disparité applique une pression énorme sur cette précieuse ressource. Que ce soit à l'échelle locale, régionale, nationale ou mondiale, les cas de pénurie et de stress hydrique se font de plus en plus nombreux,

Vu l'importance de cette ressource (l'eau) l'homme s'est investi au cours des siècles pour assurer sa disponibilité tout près de lui à tout moment et en quantité suffisante.

A l'instar de certains pays de la région, l'Algérie est touchée par le problème de la pénurie d'eau, cet élément indispensable au bien être de la population devient de plus en plus rare. Les ressources hydriques de l'Algérie sont limitées, et dépendent essentiellement de l'apport du ciel. Cette situation s'explique d'une part par une pluviométrie précaire, irrégulière et mal répartie, ensuite il y'a la croissance démographique, avec tout ce que ça engendre comme accroissement des besoins ainsi que l'effet de la pollution de la ressource, et en fin les longues périodes de sécheresse.

Pour pallier à cette insuffisance, notre pays a consenti après l'indépendance d'importants efforts qui ont permis de lancer plusieurs méga projets à travers tout le territoire du pays afin d'assurer cette richesse naturelle. De grands barrages mobilisant des quantités considérables d'eau ont été réalisés et des transferts régionaux permettant d'assurer une équité territoriale dans l'accès à l'eau. Ces transferts ont été principalement mis en œuvre pour l'approvisionnement en eau potable, l'irrigation et même dans certains cas pour la prévention des inondations.

L'utilisation équitable des ressources en eau est un principe moral. Les transferts contribuent à établir un équilibre entre les besoins au sein des bassins déficitaires et les ressources des bassins excédentaires. Dans ce sens, il a été prévu un système de transfert d'eau vers la région d'Oum El-Bouaghi et Batna à partir du barrage d'Oued Athmania.

Dans la première partie de l'étude, les caractéristiques de la région d'étude seront examinées suivant la topographie, la géologie et l'occupation du sol. Ceci aboutira à l'établissement de différentes variantes du système de transfert et de choisir une seule variante pour le dimensionnement.

Un dimensionnement des conduites et un positionnement des différents ouvrages viendront compléter par la suite le tracé en vue de leur comparaison lors d'une étude technicoéconomique.

Au final, nous analyserons le système ce qui nous permettra de parfaire le dimensionnement des installations hydrauliques et de concevoir des moyens de protections adaptées.

Chapitre I

Description de zone d'étude

1. Objet du projet :

Le Système de Transfert d'Eau d'Athmania a pour objectif de fournir en eau potable et en eau d'irrigation respectivement les villes situées le long des tracés des conduites et les périmètres d'irrigation à partir du barrage d'Athmania.

Le Système de Transfert d'Eau proposé comprend les éléments suivants:

- La construction du Barrage d'Ourkiss de 65 hm³ Ourkiss.
- La pose d'environ 250 km de conduites de diamètres variant de 2.000 mm à 2.400 mm, sauf pour le tracé entre la Station Pompage Aïn Kercha et Ourkiss, qui est en conduite simple, le reste du projet est avec des conduites jumelées.
- La construction de quatre stations de pompage (deux à Oued Seguin et deux à Aïn Kercha).
- La construction d'un réservoir d'équilibrage à Ouled Hamla.
- Le raccordement aux structures existantes, c'est à dire aux barrages d'Athmania de 30 Hm³, et Koudiat Medaouar de 62,5 Hm³, et au barrage d'Ourkiss de 65 Hm³.

2. Description de la zone d'étude

2.1. Géographie

La zone d'étude s'étend de Constantine au Nord de Batna au Sud-Ouest et d'Oum El-Bouaghi à l'Est. La zone est généralement plate avec des altitudes variant de 1.000 m au voisinage du barrage d'Ourkiss et du barrage de Koudiat Medaouar, à 670 m à Oued Seguin.

La distance à vol d'oiseau entre les retenues d'Oued Athmania et Ourkiss est de l'ordre de 71km, et entre les retenues d'Oued Athmania et Koudiat Medouar est de l'ordre de 80 km.

La zone géographique et topographique concernée par le projet est représentée sur la figure I.1

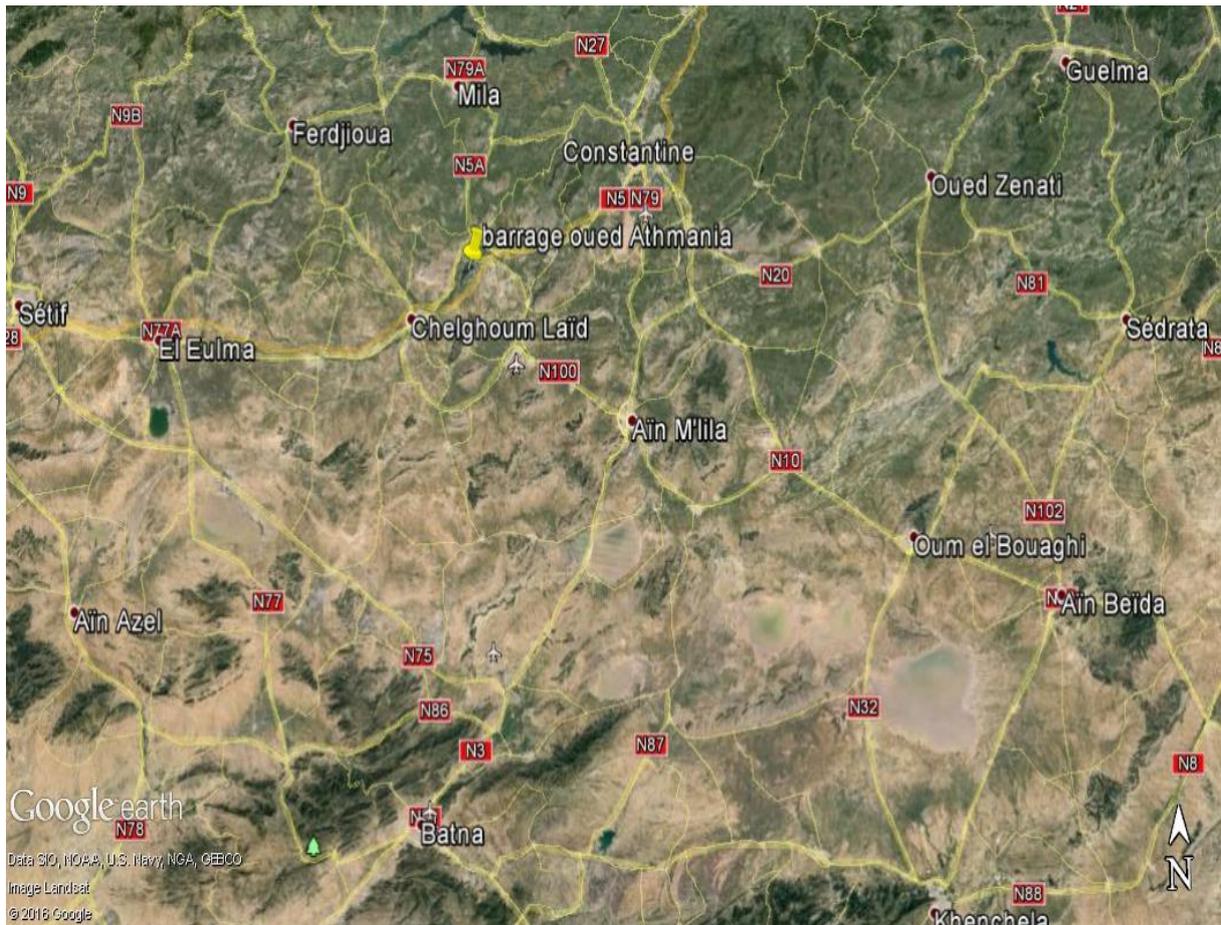


Figure I. 1: Carte de situation des ouvrages et zone de projet [15]

2.2. Géologie Générale

La géologie de l'axe Oued Athmania, Ourkiss, Koudiat Medouar, se situe dans la zone du nord de l'Algérie, qui est composée principalement de reliefs du tertiaire formés durant l'orogénie Alpine. Du nord au sud, celle-ci est composée de plusieurs unités paléogéographiques.

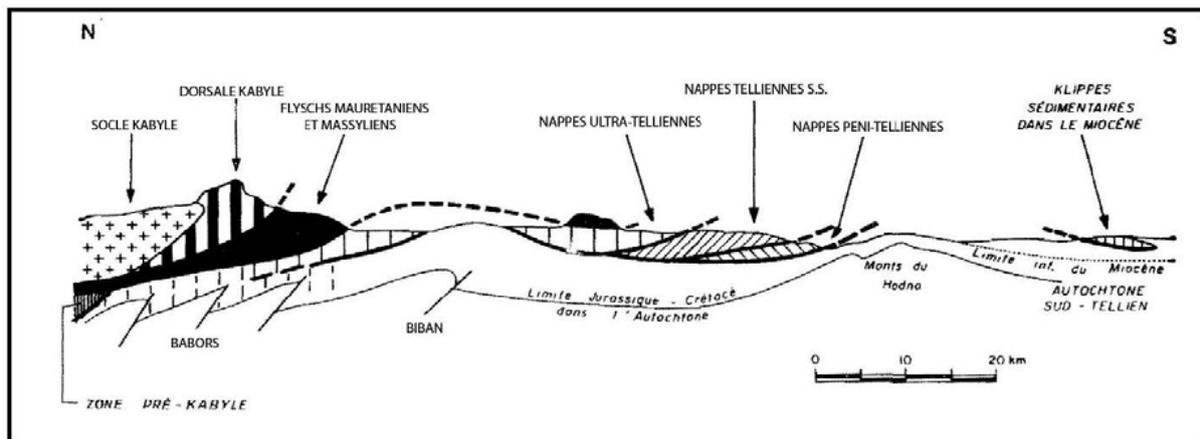


Figure I. 2: Rapports structuraux entre les différentes unités de la chaîne des Maghrébides (les Bibans et les Babors qui étaient considérés comme étant de l'Autochtone font également partie des nappes telliennes) [14]

- Domaine interne: Il comprend le socle Kabyle cristallin et sa couverture sédimentaire paléozoïque peu ou pas métamorphisée, caractérisant surtout la grande et la petite Kabylie.
- Domaine des flysch: C'est un domaine paléogéographique qui a reçu une sédimentation essentiellement argilo-gréseuse depuis le Crétacé jusqu'au Paléocène. En Algérie, ce domaine occupe une position allochtone. Il est classiquement subdivisé en deux types.

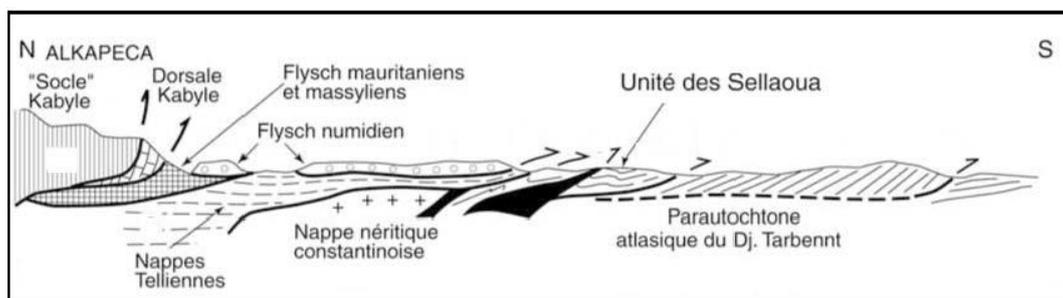


Figure I. 3: Coupe générale synthétique des Maghrébides de l'Est algérien (région du Constantinois) [13]

- Domaine externe : Le domaine externe est situé plus au Sud, il comporte les séries telliennes et les séries de l'avant pays. Les séries telliennes reposent partiellement sur l'autochtone Saharien.
- Les séries telliennes : Ce sont des séries épaisses à faciès marno-calcaire d'âge Eocène, issues du sillon tellien. Elles sont constituées par un empilement de trois grandes séries qui sont, du Nord vers le Sud :

- Série ultra-tellienne : aux formations bathyales du Crétacé et de l'Eocène et une série plus détritique au Sénonien et à l'Eocène, ne sont connues que dans l'Est algérien et en Tunisie. Elles présentent des caractères proches de ceux du flysch massylien.
- Série tellienne sensu-structo: formées de Lias de plate-forme surmonté de Jurassique plus marneux, puis par le Crétacé qui, détritique, devient marneux à argilo-calcaire et enfin, l'Eocène aux marnes épaisses.
- La nappe péni-tellienne : dont les séries néritiques du Crétacé à l'Oligocène sont carbonatées et marneuses. Les nappes pénitelliennes, définies dans l'Est algérien, présentent des caractères proches de ceux du néritique constantinois.
- Les séries de l'avant pays allochtone : L'avant pays correspond aux formations calcaires et marneuses de la plate-forme constantinoise et du domaine atlasique. Il comporte l'avant pays allochtone et l'avant pays autochtone :
- L'avant pays allochtone : Il regroupe trois grandes unités qui sont L'ensemble Sud Sétifien: à matériel carbonaté et marneux du Jurassique au Miocène, et qui apparaît plus à l'ouest dans la fenêtre des Azerou dans la région des Biban. Il se présente sous la forme d'un vaste empilement d'écailles limité par des accidents cisailant. L'unité Néritique Constantinoise: à matériel carbonaté épais et massif du Jurassique–Crétacé.
L'unité de type Sellaoua : dont le Crétacé possède des faciès de bassin.
- L'avant pays autochtone : Il est représenté par des séries sédimentaires mésozoïques épaisses et très plissées. Ces séries sont principalement localisées au niveau de l'Atlas Tunisien, de l'Atlas Saharien, des monts du Hodna, des monts de Batna et des Aurès

2.3. Climat

2.3.1. Pluviométrie

Les chutes de pluies interviennent généralement durant les mois de Novembre à Mai avec une saison sèche de Juin à Octobre. Approximativement 40% des chutes de pluie interviennent en Mars, Avril et Mai. La pluviométrie moyenne annuelle pour le barrage d'Athmania, le barrage d'Ourkiss et le barrage de Koudiat Medaouar est respectivement de 600 mm, 350 mm et 375 mm. En moyenne, il y a de 60 à 65 jours de pluie par an [ANBT].

2.3.2. Données climatiques moyennes

Tableau I. 1:Résume les données climatiques moyennes mensuelles relevées à la station climatique de Batna

| Paramètre | Jan | Fév | Mar | Avr | Mai | Juin | Juil | Août | Sep | Oct | Nov | Déc | Total |
|----------------------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|-------------|
| Température moyenne (°C) | 5,3 | 6,9 | 9,2 | 11,7 | 16,1 | 21,9 | 25,1 | 24,3 | 20,4 | 14,6 | 9,6 | 6,5 | - |
| Ensoleillement (heures par mois) | 5,8 | 6,4 | 6,9 | 7,8 | 9,0 | 10,4 | 11,3 | 10,3 | 8,5 | 7,3 | 6,3 | 5,7 | - |
| Humidité (%) | 71,8 | 69,1 | 64,6 | 62,5 | 58,1 | 50,9 | 41,9 | 45,0 | 56,8 | 61,3 | 69,3 | 71,4 | - |
| Vitesse du vent (m/s) | 3,6 | 3,6 | 3,8 | 4,0 | 3,8 | 3,7 | 3,7 | 3,4 | 3,1 | 3,1 | 3,3 | 4,0 | - |
| Evapo-transpiration (mm) | 34 | 42 | 80 | 114 | 146 | 184 | 218 | 195 | 136 | 84 | 45 | 28 | 1306 |

3. Infrastructures

3.1. Routes

Le tracé de la conduite suit généralement les routes existantes ainsi que décrit ci-dessous:
Du barrage d'Athmania à la station de pompage d'Ain Kercha : La conduite suit les routes CW17 et CW4.

De la station de pompage d'Ain Kercha au barrage de Koudiat Medaouar: La conduite suit la route CW26 puis la route RN87 vers le sud. Certaines sections de cette route suivent des routes gravillonnées existantes, alors que la conduite traverse les terres agricoles sur environ 2 km où aucune route d'accès n'existe.

De la station de pompage d'Ain Kercha au barrage d'Ourkiss : La conduite suit initialement la route CW26, par la suite elle traverse les terres agricoles situées le Long de pistes en terre. Ces pistes en terre ne conviennent pas en tant qu'accès pour le transport des conduits et devront être améliorées.

3.2. Voies de chemin de fer

La conduite croise la voie de chemin de fer à proximité de Teleghma, elle suivra ensuite en parallèle la voie de chemin de fer qui passe à proximité d'Ain Kercha et du barrage d'Ourkiss.

3.3. Conduite de gaz

Le tracé de la conduite de transfert croise celui de la conduite de gaz en de nombreux Endroits, par exemple à proximité de la station de pompage d'Oued Seguin, avant et Après Teleghma, etc. Le tracé de la conduite suit aussi en parallèle la conduite de gaz aux Abords d'Ain Fakroun en direction du barrage d'Ourkiss. Une attention particulière devra être apportée aux travaux lorsqu'ils seront à proximité des Conduites de gaz qui nécessitera la notification aux autorités compétentes en vue D'obtenir l'autorisation de croiser la conduite de gaz.

3.4. Autoroute Est-Ouest

L'autoroute Est-Ouest croise le tracé des conduites plus ou moins à la moitié du tronçon A1

4. Barrage Oued Athmania

Le barrage d'Oued Athmania est située au côté Sud-Ouest de la commune d'Oued Athmania à l'est de la wilaya de Mila. A 13 km au Nord-Est de Chelghoum Laïd.

Ce barrage réservoir d'Oued El-Athmania qui, rempli de quelque 30 millions de mètres cubes d'eau destinés à l'alimentation en eau potable de la ville de Constantine.



Figure I. 4 : barrage d'Oued Athmania

5. Barrage d'Ourkiss

4.1. Localisation :

| | |
|---------|------------------|
| Oued | : Ourkiss |
| Commune | : Ain Fekroune |
| Daira | : Ain Fekroun |
| Wilaya | : Oum El Bouagui |

4.2. Destination:

- Le barrage d'ourkiss est destiné à satisfaire les besoins en eau potable de la Wilaya de Oum El Bouagui ainsi que l'irrigation de la plaine de Chemoura dans la Wilaya de Batna.
- Alimentation en Eau Potable: la wilaya d'oum el Bouaghi (daira: Oum El-bouaghi, Ain Bieda, Ain Fakroune, Ain Mlila et Ain Kercha)
- Superficie irriguée : 17000ha la plaine de Chemoura, wilaya de Batna

4.3. Caractéristiques Techniques :

| | |
|------------------------------|-----------------------------------|
| Côte PHE | : 953.80 m NGA |
| Superficie du bassin versant | : 62 Km ² |
| Côte normale | : 951.6 m NGA |
| Type | : barrage en terre et enrochement |
| Hauteur | : 35 m |
| Volume | : 65 hm ³ |

6. Barrage de Koudiat Medouar

Le Barrage de Koudiat Medouar construit en 1993 sur L'oued Rboa est situé à 7 km au nord-est de Timgad et à 35 km de Batna en Algérie.

C'est un Barrage réservoir qui mobilise les eaux superficielles de l'oued Reboa dont le bassin versant couvre 59000 km² et de capacité de 62,5 Hm³

48,72% de la population de la wilaya de batna, soit 682000 habitants, boit l'eau provenant de

ce barrage qui alimente de : Batna, Tazoult, Timgad, Ain Touta, Barika, Arris et ouled Rechache dans la wilaya de kenchela.



Figure I. 5: Barrage de Koudiat Medouar [Google Map]

7. Description générale du nouveau système d'approvisionnement

Le barrage de Béni Haroun, construit en aval de la confluence Rhumel - Oued Endja, à 12,5 km au nord de la ville de Mila et à 45 km au nord-ouest de la ville de Constantine, avec une capacité de 795 hm³, est la source principale d'approvisionnement en eau de la zone nord-orientale de l'Algérie, qui englobe les wilayas de Jijel, Mila, Constantine, Batna, Oum El Bouaghi et Khenchela.

Une partie des débits régulés par le barrage de Béni-Haroun, devront être refoulés vers la retenue d'Oued Athmania, pour répondre aux demandes croissantes en eau des zones situées au sud du barrage à des cotes plus élevées. L'alimentation en eau de ces zones, schématiquement, sera réalisée au moyen de trois couloirs indépendants, à savoir :

1. Approvisionnement de Constantine.
2. Approvisionnement de Tadjenanet Chelghoum, El Aid.
3. Transfert des eaux d'Athmania.

Le système du transfert d'Athmania est conçu pour répondre aux demandes de débits d'approvisionnement en eau potable et en eau d'irrigation agricole.

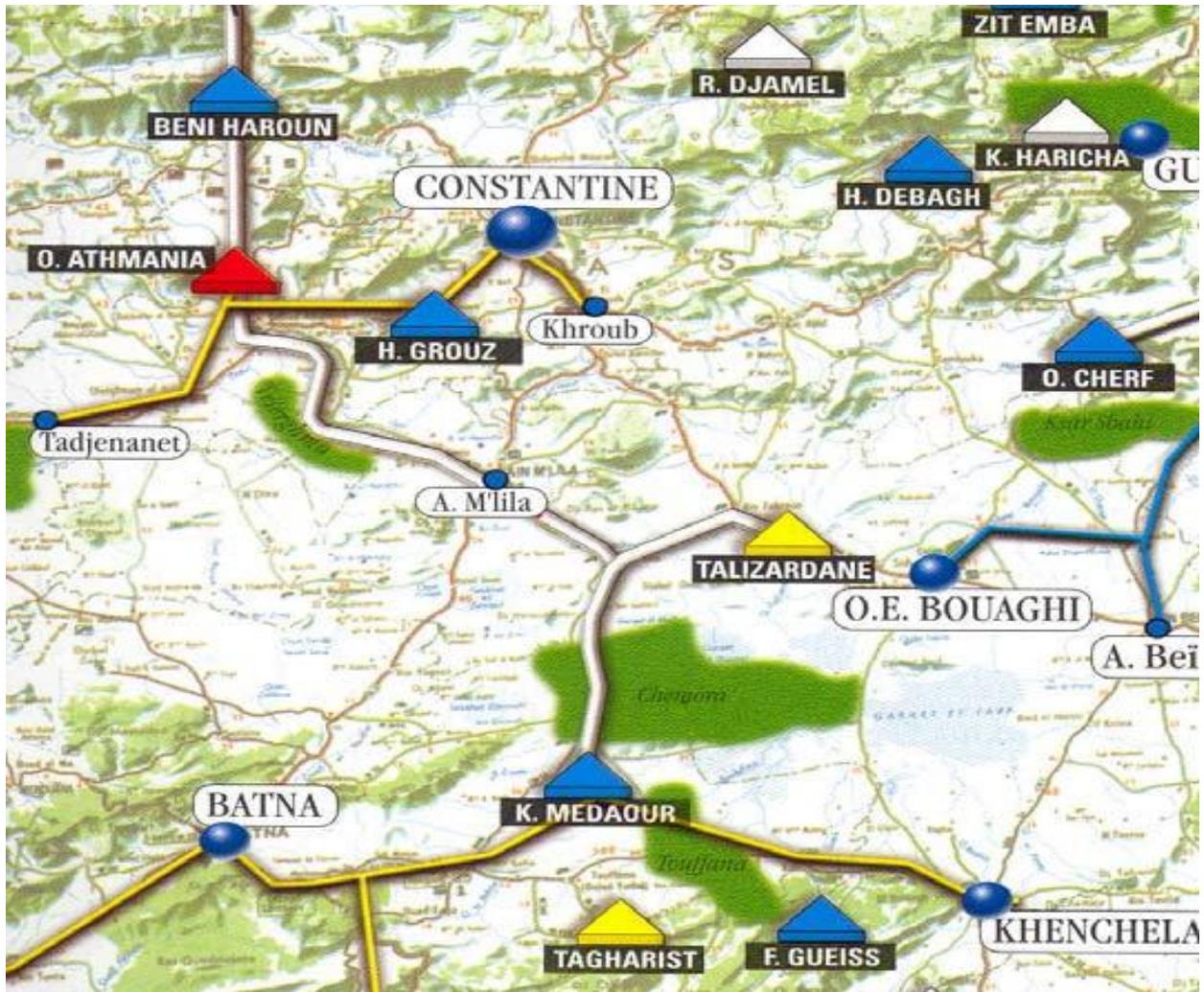


Figure I. 6: Emplacement du Système de Transfert d'Eau d'Athmania [ANBT]

Les villes alimentées par le nouveau système seront :

- Ain Fakroun, Ain Beida, Oum El Bouaghi, Ain Mila, Ain Kercha, Khenchela Kais, et Batna Arris.

Et les périmètres agricoles qui pourront être irrigués seront :

- Teleghma, Chemora, Batna Ain Touta, et Touffana

Chapitre II

Tracé des variantes

Le transfert en question entre les retenues d'Oued Athmania vers les barrages Ourkiss et barrage de Koudiet Medouar sert à alimenter la région d'Oum El-Bouaghi et Batna en eau potable et de l'eau pour l'irrigation. Ces retenues sont éloignées l'une de l'autre et cette distance constitue un souci majeur.

Les éléments du transfert sont généralement de dimension importante eue égard aux débits Transportés. Les écoulements y sont le plus souvent unidirectionnels et s'opèrent en régime Turbulent.

Au cours de ce chapitre, nous traitons l'adduction gravitaire qui ne fait intervenir que le Seul travail de la pesanteur, puis l'adduction par refoulement, qui fera appel aux formes Courantes de l'énergie, enfin l'adduction mixte, et nous allons rappeler certains critères Essentiels au choix du tracé de notre transfert. Nous allons aussi étudier les différentes Variantes possibles pour le transfert des eaux du barrage d'Oued Athmania jusqu'à la retenue d'Ourkiss et Koudiet Medouar.

1. Types d'adduction entre les ouvrages de transfert

D'après leur fonctionnement, le transfert peut être classé en trois groupes :

1.1. Adduction gravitaire

C'est une adduction où l'écoulement se fait par gravité. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte supérieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée. L'adduction gravitaire s'effectue, soit par aqueduc, soit par conduite forcée.

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 piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

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, ou adduction mixte (refoulement-gravitaire). Nous examinerons les conditions dans lesquelles devra être établie cette canalisation, tout d'abord du point de vue technique, puis du point de vue économique, ces deux aspects étant, en fait, liés entre eux.

2. Critères de tracé de la conduite de transfert

Le tracé et le dimensionnement d'un transfert seront établis après avoir étudiés les besoins, la région du transfert, la géologie du tracé (nature du terrain où on pose les conduites), la topographie, la turbidité d'eau transportée etc... La connaissance de la localisation du point source et du point de livraison conduit à la définition préalable du tracé. Le choix du tracé s'effectuera en premier lieu après avoir arrêté les besoins et les caractéristiques cités au-dessus. Au niveau de la pré-étude ou l'étude de faisabilité, il peut arriver que le choix du tracé ne soit pas arrêté ; le processus d'étude et les méthodes s'appliquent alors à chacun des tracés envisagés. Dans tous les cas, on partira donc de la connaissance du tracé, ce qui se traduit plus précisément par l'analyse des considérations technico-économiques qui justifiera le bon choix à retenir. [3][4][8]:

2.1. Considérations techniques

Les critères techniques sont :

- Il importe de rechercher un profil en long aussi régulier que possible. Le profil en long interviendra au niveau des calculs d'écoulement et du calcul de la puissance des stations de pompage.
- 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 subi par l'installation) et permettre un accès rapide pour l'entretien et la réparation.
- Il y a lieu d'éviter, en effet, les contre-pentes qui, au droit du point haut ainsi formé, peuvent donner lieu, en exploitation, à des cantonnements d'air plus ou moins difficiles à évacuer.
- Eviter la présence des points hauts (dont la cote est proche de celle de la surface libre du barrage source) sur un refoulement peut faire craindre de graves incidents d'exploitation ou peut entraîner des frais supplémentaires (construction de cheminées d'équilibre).
- Chercher à couper les courbes de niveau aux sections les moins accentuées.

2.2. Considérations économiques

Les critères qui ont trait aux coûts

Nous recherchons un tracé aussi rectiligne et aussi court que possible afin d'obtenir de longs alignements, raccordés par des coudes largement ouverts en vue d'éviter des butées importantes.

- éviter autant que possible les zones d'habitations,
- éviter les zones instables, qui peuvent conduire au déboisement des joints et à des déformations excessives de la conduite.
- éviter autant que possible les terrains rocheux,
- éviter les talwegs profonds,
- limiter les changements brusques de direction.

Ces différents paramètres sont généralement pris en considération pour minimiser le coût de réalisation.

3. Les Variantes proposées :

Avant de se lancer dans la proposition des variantes, nous signalons que nous sommes guidés Dans ce choix par le but du projet, qui est le transfert d'eau entre trois ouvrages de retenues, et que l'étude des variantes a pour objet le choix du tracé le plus économique possible, le choix de l'emplacement convenable des réservoirs tampon ainsi que les stations de pompage.

3.1. Variante 1

Cette première variante propose que le tracé du transfert débute au droit du barrage Oued Athmania. Le tracé de la conduite prend une direction Sud et longe toute la route RN 5A jusqu'à pratiquement le croisement avec la route CW 115, sauf au niveau de Bled Youcef où le tracé subit une légère déviation pour éviter les habitations existantes. Environ à 1 km avant d'arriver à Oued Athmania, la conduite traverse la RN 5A et prend une direction Sud-Est pour longer l'Oued Athmania et traverser ainsi de nouveau la RN 5A, l'autoroute Est-Ouest et la route RN 5. A partir de ce point-là, la conduite longe la route CW 17, toujours en direction Sud-Est, en direction d'Oued Seguin. Le tracé doit se dévier certaines fois de la route pour éviter certaines constructions existantes. A environ quelque km d'Oued Seguin, il est prévu l'implantation de la Station de Pompage de Oued Seguin.

Depuis cette station, la conduite prend cette fois-ci une direction Sud (tout en réalisant une déviation pour l'évitement d'Oued Seguin), pour longer de nouveau la route CW 17 en direction

de Teleghma. Avant l'entrée de Teleghma, le tracé traverse la route CW 17 et suit une direction Sud-Est, le long d'une route communal qui évite la ville de Teleghma, jusqu'à la traversée des voies de chemin de fer, et ainsi, arriver à la hauteur de Ouled Semail. A partir de ce point, le tracé se dirige vers l'Est, parallèlement à la route

RN 100 le long de quelques 10 km en passant proche d'Ouled Hamla. Le tracé de la conduite s'éloigne légèrement de la route pour éviter de diverses constructions existantes. Il existe une colline à côté d'Ouled Hamla, là où sera implanté le bassin d'équilibrage.

Le tracé de la conduite sort du bassin d'équilibrage en prenant une direction Sud-Est jusqu'à arriver à une route communale. A partir de ce point-là, la conduite longe la route communale en direction Sud. Le tracé des conduites prend une direction Est, la conduite arrive au lieu d'implantation de la Station de Pompage d'Ain Kercha, au pied de la montagne de Koudiat Tiseradj. Après la station de pompage d'Ain Kercha. La conduite qui se dirige vers l'Est croise la route N100, et continuer à travers les terres arables jusqu'au barrage Ourkiss. L'autre conduite continue son parcours vers le Sud à côté de la route CW26 en évitant les constructions existantes jusqu'au barrage Koudiet Medouar.

En ce qui concerne les conduites, On les nomme en 3 tronçons (A, B et C). Pour une meilleure compréhension, le tronçon A est discrétisé à son tour en 3 tronçons. Par conséquent, le résumé des conduites est le suivant :

- Tronçon A1 : Entre le Barrage Oued Athmania et la SP Oued Seguin,
- Tronçon A2 : Entre la SP Oued Seguin et le réservoir d'équilibrage Ouled Hamla,
- Tronçon A3 : Entre le réservoir d'équilibrage Ouled Hamla et la SP Aïn Kercha,
- Tronçon B : Entre la SP Aïn Kercha et le Barrage Koudiat Medaouar, et
- Tronçon C : Entre la SP Aïn Kercha et le Barrage Ourkiss

Les caractéristiques générales du projet sont montrées dans le tableau II-1 :

Tableau II. 1 : Caractéristiques de la variante 1

| Tronçon | Longueur (m) | Dénivelée | Nature d'écoulement |
|--------------------------------|--------------|-----------|---------------------|
| Barrage OA -- SP OS (A1) | 20766 | 122,73 | Gravitaire |
| SP OS -- BE OH (A2) | 22343 | 152,23 | en charge |
| BE OH -- SP Ain Kercha (A3) | 16967,25 | 70,5 | Gravitaire |
| SP AK -- Barrage KM (B) | 54739 | 226,9 | en charge |
| SP AK -- Barrage Ourkiss (C) | 28149 | 200 | en charge |

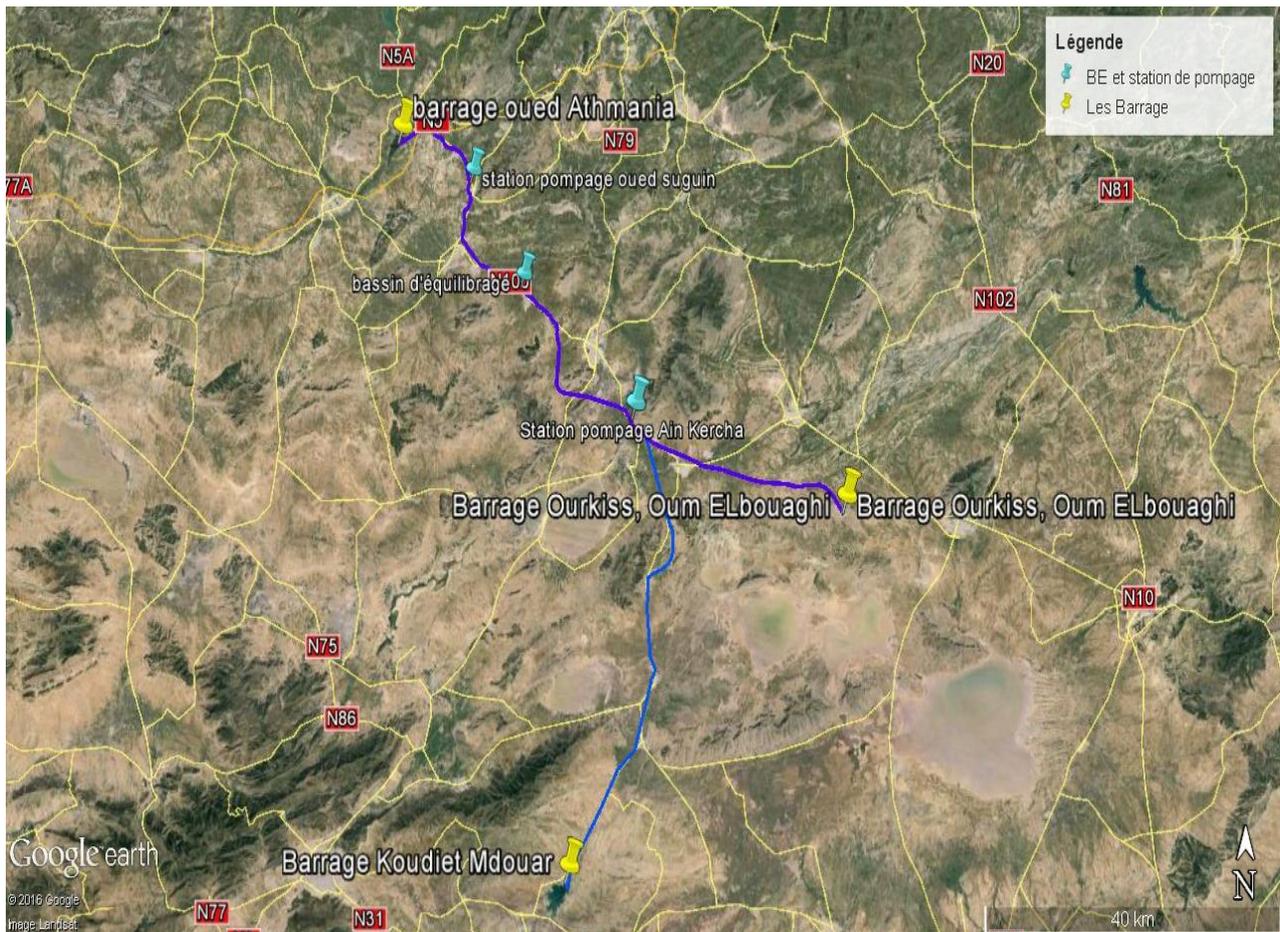


Figure II. 1 : Représentation de la variante 1 [19]



Figure II. 2: profil en long de la conduite 1 pour la variante 1 [19]



Figure II. 3: profil en long de la conduite 2 pour la variante 1 [19]



Figure II. 4 : Traversée de l'autoroute

3.2. Variante 2 :

Cette variante se caractérise par la séparation des tuyaux de deux barrages, la première conduite a la même trajectoire que la première variante et les mêmes caractéristiques hydrauliques que les stations de pompage et le bassin d'équilibre.

Pour la seconde conduite, elle va prendre une autre trajectoire qui est à l'opposé au début, au Sud-Ouest à côté de l'autoroute (Est-Ouest) jusqu'à ce qu'elle traverse et continuer vers le Sud entre la route CW3 et Mechta Hassi Feroudj, après on la dirige vers le Sud-Est et traverser la route CW3 pour continuer vers le Sud en évitant la ville de Teleghma et par croisement aussi la route N100 qui mène à Teleghma où nous devons implanter la station de pompage.

Après que l'eau soit pompée vers le bassin d'équilibre qui est situé au Sud de la station de pompage.

Notre conduite continue à côté du CW48 et elle le traverse pour éviter la ville de Bir Chouhada, et aussi pour éviter la ville de Lazro qui est située sur la route W48.

Alors nous trouvons la deuxième station de pompage sur le Sud.

Après la station de pompage de notre conduite dévie à l'Est, elle continue de traverser la route qui mène à l'aéroport de Batna, elle continue à traverser la route CW 165 puis elle longe à côté de la même route jusqu'à ce qu'elle arrive au barrage de Koudiet Medouar.

Les caractéristiques générales du projet sont montrées dans le tableau II-2 :

1^{ère} Conduite de Barrage Oued Athmania vers Ourkiss :

Tableau II. 2 : Caractéristiques de la variante 2 Conduite 1

| Tronçon | Longueur (m) | Dénivelée | Nature d'écoulement |
|--------------------------------|--------------|-----------|---------------------|
| Barrage OA -- SP OS (A1) | 20766 | 122,73 | Gravitaire |
| SP OS -- BE OH (A2) | 22343 | 152,23 | en charge |
| BE OH -- SP Ain Kercha (A3) | 16967,25 | 70,5 | Gravitaire |
| SP AK -- Barrage Ourkiss (C) | 28149 | 200 | en charge |

2^{ème} Conduite de Barrage Oued Athmania vers Koudiat Medouar :

Tableau II. 3: Caractéristiques de la variante 2 Conduite 2

| Tronçon | Longueur (m) | Dénivelée | Nature d'écoulement |
|-------------------|--------------|-----------|---------------------|
| Barrage OA -- SR1 | 10000 | 181 | En charge |
| SR1 -- SR2 | 14100 | 50 | en charge |
| SR2 -- BE1 | 28000 | 45 | En charge |
| BE1 -- SP3 | 31700 | 43 | Gravitaire |
| SP3 – SR4 | 23000 | 212 | en charge |
| SR4 – Barrage KM | 31200 | 66 | En charge |

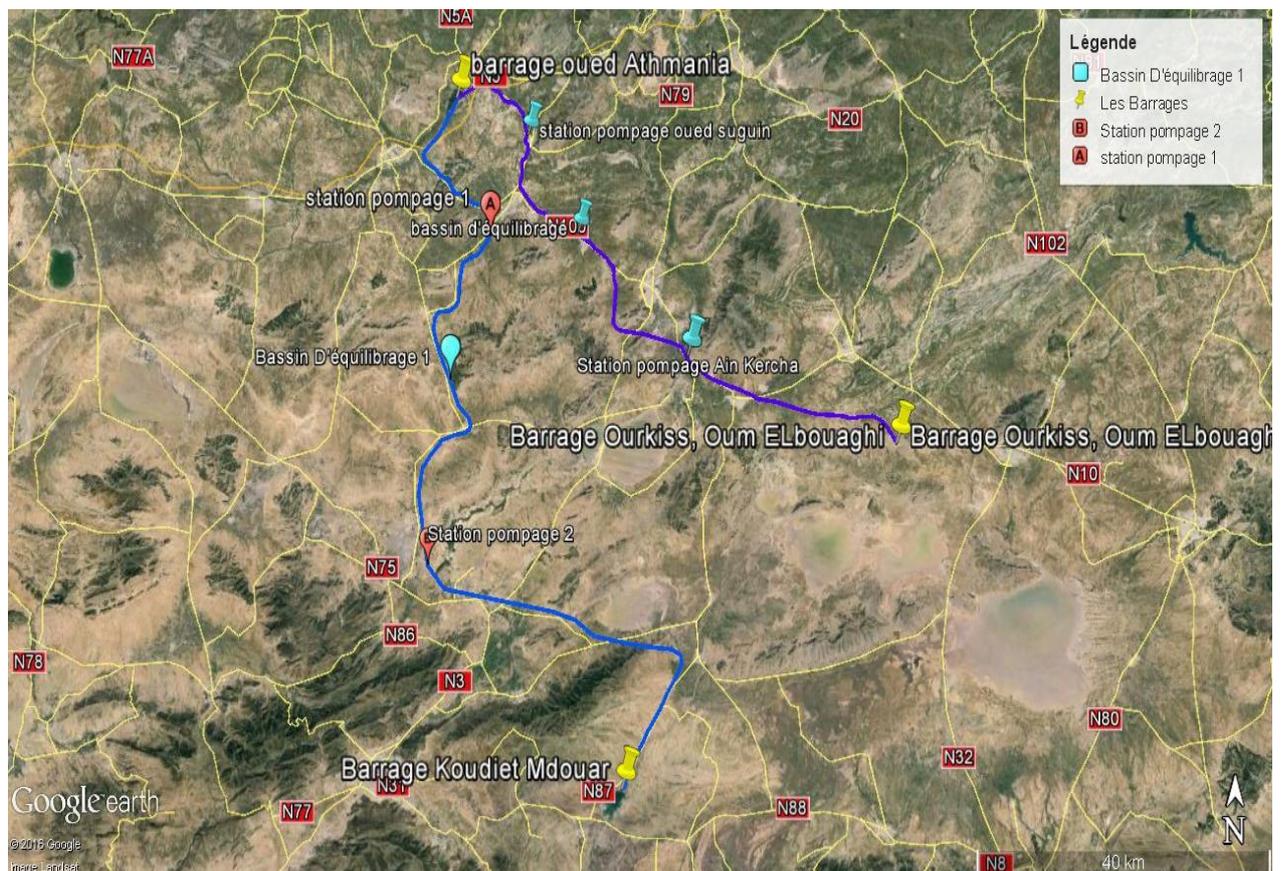


Figure II. 5: Représentation de la variante 2 [19]



Figure II. 6 : profil en long de la conduite 1, variante 2



Figure II. 7: profil en long de la conduite 2, variante 2 [19]

Conclusion

La variante 1 semble la plus intéressante : Elle jumèle les deux conduites avec les stations de pompage jusqu'à la station de pompage d'Ain Kercha ou les deux se séparent vers les deux barrages Ourkiss et Koudiat Medouar permet de supprimer les multiples stations de pompage et de relevage (donc de faire des économies significatives particulièrement de génie civil) et d'éviter les risques associés à une double station de pompage en série (fausses manœuvres conduisant à des problèmes en régime transitoire, ou à des mauvais fonctionnements des pompes). Cette solution permet également de disposer d'un débit de fonctionnement acceptable ($>8,4$ m/s) et à un rendement supérieur à 85%. Elle est la plus simple à gérer, car il n'y a que deux stations de pompage et une longueur des conduites totales de 192,9 km. Cependant, nous nous fixerons sur le choix de la variante après analyse de la variante 2.

La variante 2 sépare les deux conduites et prend des couloirs différents l'un de l'autre. Elle nécessite 3 stations de relevage et trois Stations de pompage et un bassin d'équilibrage.

Elle coûterait nettement plus chère que deux stations de pompage.

Ensuite, la gestion au quotidien de cet ensemble serait bien plus compliquée, du fait des imbrications des fonctionnements des pompes entre elles. De plus, il serait nécessaire de

prendre en compte nombre de procédures et d'automatisation nécessaire pour limiter les risques de dégradation en cas notamment de démarrage ou d'arrêt inopiné de tout ou partie des installations. Avec une longueur totale des conduites de 221,9 km.

Sur la base de la présente analyse des variantes, nous avons décidé de garder la variante 1 car elle parait la plus acceptable techniquement et économiquement,

Chapitre III**Les besoins en eau et dimensionnement des conduites****1. Détermination des débits**

Les débits sont calculés à partir de la dotation journalière et réparti seulement sur 20 h / 24 h. En amont du système, le barrage d'Athmania, d'une capacité de 30 Mm³/an, est alimenté depuis le barrage de Beni Haroun, situé en amont.

Le système d'adduction est composé d'une conduite principale de 56,25 km de longueur, qui se bifurque à Aïn Kercha en deux branches de refoulement de 54,7 et 28,1 km, en direction de Koudiat et d'Ourkiss respectivement, avec deux stations de pompage intermédiaires : une à Oued Seguin et l'autre à Aïn Kercha, ainsi qu'un réservoir d'équilibrage à Ouled Hamla. En aval du système, se situent les barrages de Koudiat Medaouar et d'Ourkiss, ayant des capacités de 62,5 et 65 Mm³/an respectivement.

6 tronçons ont été différenciés et identifiés sur le schéma de la figure III-3. Dans chacun de ces tronçons, il est précisé le débit de projet, qui est calculé à partir des demandes de pointe annuelles à fournir, en considérant que les stations de pompage fonctionneront 20 heures par jour.

1.1. Les besoins en eau

On a utilisé les données de l'Agence National des Barrages et des Transfert suivantes :

La quantité d'eau lâchée la retenue de barrage Oued Athmania

Tableau III. 1: Quantité d'eau de la sortie du barrage Oued Athmania [ANBT]

| sortie du barrage d'Oued Athmania (Mm ³) | J | F | M | A | M | J | J | A | S | O | N | D | TOTALE |
|--|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|
| | 31 | 28 | 31 | 30 | 31 | 30 | 31 | 31 | 30 | 31 | 30 | 31 | |
| | 24,08 | 24,74 | 31,68 | 34,42 | 37,35 | 32,04 | 31,21 | 32,93 | 29,89 | 26,35 | 23,43 | 23,29 | 351,41 |

La quantité d'eau qui entre et qui sort de la retenue d'Ourkiss

Tableau III. 2: Quantité d'eau qui sort et entre au barrage Ourkiss [ANBT]

| | J | F | M | A | M | J | J | A | S | O | N | D | TOTALE |
|--------------------------|------|------|------|-------|-------|------|------|------|------|------|------|------|--------|
| Entrée Ourkiss Mm3 | 7,48 | 6,75 | 7,48 | 7,24 | 7,48 | 7,24 | 7,48 | 7,48 | 7,24 | 7,48 | 7,24 | 7,48 | 88,07 |
| Sortie Ourkiss Mm3 | 3,9 | 5,04 | 7,88 | 11,29 | 13,61 | 9,67 | 8,18 | 9,16 | 7,45 | 4,34 | 3,7 | 3,83 | 88,05 |

La quantité d'eau d'irrigation de Teleghma

Tableau III. 3: Quantité d'eau à irriguer de Teleghma [ANBT]

| | J | F | M | A | M | J | J | A | S | O | N | D | TOTALE |
|---|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|--------|
| Teleghma 1 depuis adduction amont SP Seguin (Mm ³) | 0,31 | 0,55 | 0,99 | 1,1 | 1,19 | 0,93 | 0,89 | 1,03 | 0,86 | 0,6 | 0,33 | 0,21 | 8,99 |
| Teleghma 2 depuis adduction aval SP Seguin (Mm ³) | 1,08 | 1,91 | 3,4 | 3,8 | 4,08 | 3,21 | 3,05 | 3,55 | 2,97 | 2,06 | 1,14 | 0,71 | 30,96 |
| Teleghma 3 depuis adduction aval SP Seguin (Mm ³) | 0,74 | 1,31 | 2,34 | 2,61 | 2,81 | 2,21 | 2,1 | 2,44 | 2,05 | 1,42 | 0,78 | 0,49 | 21,3 |
| <i>Teleghma total (Mm³)</i> | 2,14 | 3,77 | 6,74 | 7,52 | 8,08 | 6,36 | 6,04 | 7,02 | 5,88 | 4,07 | 2,25 | 1 | 60,87 |

à partir de ces données on peut calculer le débit annuelle des canalisations de notre projet

1.2. Calcul du débit annuelle

On doit tout d'abord déterminer la demande annuelle qui va s'écouler dans les conduites

Tableau III. 4: La demande mensuelle en eau

| La demande (Mm ³) | | J | F | M | A | M | J | J | A | S | O | N | D | TOTALE |
|----------------------------------|-----------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|
| | | 31 | 28 | 31 | 30 | 31 | 30 | 31 | 31 | 30 | 31 | 30 | 31 | |
| 1 | Sortie d'Oued Athmania | 24,08 | 24,74 | 31,68 | 34,42 | 37,35 | 32,04 | 31,21 | 32,93 | 29,89 | 26,35 | 23,43 | 23,29 | 351,41 |
| 2 | Prise d'irrigation Teleghma | 21,95 | 20,97 | 24,95 | 26,91 | 29,27 | 25,69 | 25,17 | 25,91 | 24,01 | 22,27 | 21,18 | 21,88 | 290,16 |
| 3 | Pompage Koudiat Medouar | 14,47 | 14,22 | 17,47 | 19,67 | 21,79 | 18,45 | 17,69 | 18,43 | 16,77 | 14,79 | 13,94 | 14,4 | 202,09 |
| 4 | pompage Barrage Ourkiss | 7,48 | 6,75 | 7,48 | 7,24 | 7,48 | 7,24 | 7,48 | 7,48 | 7,24 | 7,48 | 7,24 | 7,48 | 88,07 |

On détermine la demande dans le tableau III.5 en faisant la différence entre la quantité d'eau sortante du barrage d'Oued Athmania et la quantité d'eau prise à l'aval pour l'irrigation.

Alors, on détermine chaque débit mensuel transféré par la formule suivante :

$$Q = \frac{d \cdot 10^6}{(N \cdot 20 \cdot 3600)} \quad (m^3/s) \quad (III.1)$$

Ou :

d : la demande annuelle dans le tableau III.5

N : Nombre de jours par mois.

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III. 5: les débits de projet mensuel

| Le débit (m ³ /s) | | J | F | M | A | M | J | J | A | S | O | N | D |
|------------------------------|-----------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | 31 | 28 | 31 | 30 | 31 | 30 | 31 | 31 | 30 | 31 | 30 | 31 |
| 1 | Sortie d'Oued Athmania | 10,79 | 12,27 | 14,19 | 15,94 | 16,73 | 14,83 | 13,98 | 14,75 | 13,84 | 11,81 | 10,85 | 10,43 |
| 2 | Prise d'irrigation Teleghma | 9,83 | 10,40 | 11,18 | 12,46 | 13,11 | 11,89 | 11,28 | 11,61 | 11,12 | 9,98 | 9,81 | 9,80 |
| 3 | Pompage Koudiat Medouar | 6,48 | 7,05 | 7,83 | 9,11 | 9,76 | 8,54 | 7,93 | 8,26 | 7,76 | 6,63 | 6,45 | 6,45 |
| 4 | pompage Barrage Ourkiss | 3,35 | 3,35 | 3,35 | 3,35 | 3,35 | 3,35 | 3,35 | 3,35 | 3,35 | 3,35 | 3,35 | 3,35 |

On fait une représentation graphique des débits annuelle de projet pour extraire les débits dans chaque tronçon.

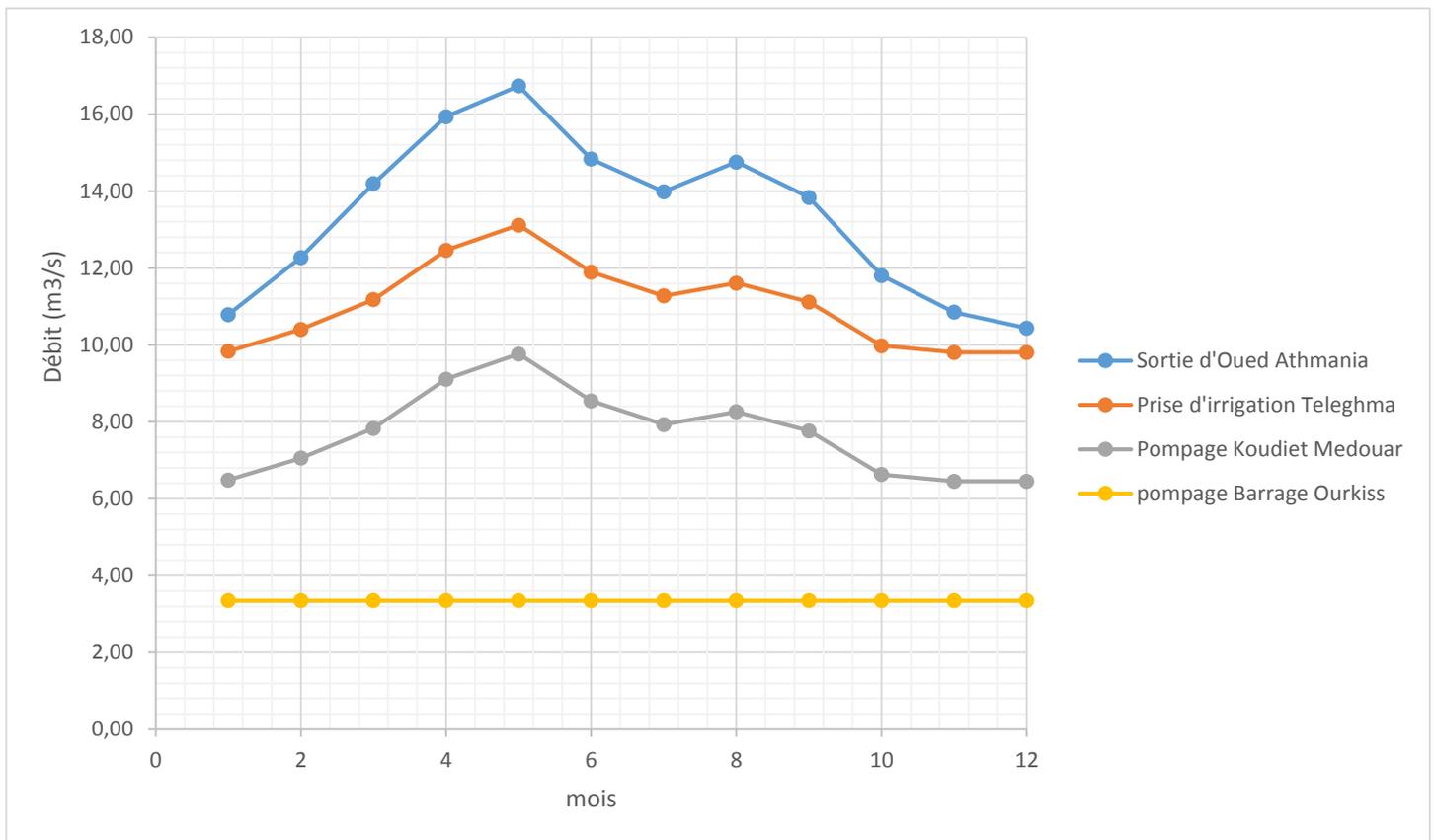


Figure III. 1 : représentation graphique du Distribution annuelle de débits par tronçons

La figure montre la distribution annuelle des débits moyens mensuels devant circuler par chaque tronçon du transfert pour pouvoir fournir les demandes situées en aval. Le débit de projet à partir duquel chaque tronçon à dimensionner, est le maximum des débits mensuels devant transiter par le tronçon. Pour le tronçon 1 correspondant à la tête du système, le débit de projet est 16,73 m/s.

Le débit de projet pour le dimensionnement de chaque tronçon a été calculé comme étant la somme des demandes situées en aval de celui-ci, en considérant le débit moyen pour les demandes régulées pour les barrages de Koudiat Medaouar et d'Ourkiss, et le débit de pointe pour les demandes dérivant directement de la conduite du transfert, qui n'ont pas de régulation. C'est-à-dire, il a été considéré que la capacité d'écrêtement des barrages en aval contribue uniquement à réguler les demandes fournies depuis ceux-ci, mais pas à réguler les demandes du reste du système du transfert.

TRANSFERT ATHMANIA - SCHEMA D'ENSEMBLE

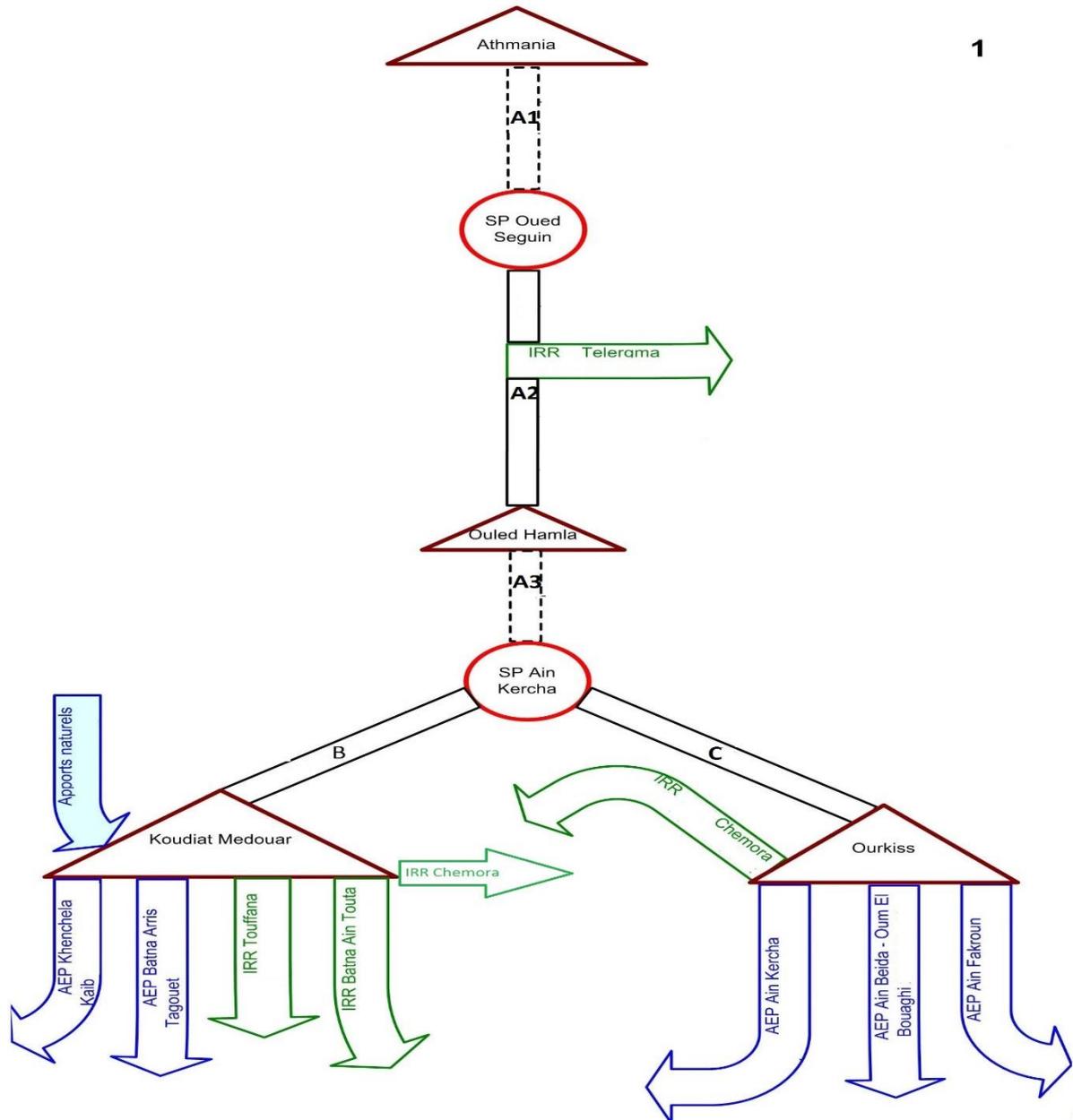


Figure III. 2 : Schéma de transfert d'Oued Athmania

2. Conclusion

Durant cette première partie on a pu déterminer les débits dans chaque tronçon pour le dimensionnement des canalisations dans les deux cas : par gravité et par refoulement. Et on va voir le calcul détaillé sur le dimensionnement et les différentes méthodes à utiliser.

Calcul et dimensionnement des conduites

1. Introduction

Cette partie est consacrée au dimensionnement des conduites hydrauliques du transfert pour la première variante (1).

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

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

2. 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) ;
- De l'énergie consommée lors de l'exploitation.

Les conduites les plus couramment utilisées sont des conduites en fonte et des conduites en acier. Ensuite, viennent les conduites en béton armé, les conduites en béton précontraint, les conduites en amiante-ciment, les conduites en matière plastique (PVC, PEHD,...).

Dans le cadre de ce projet, nous avons optés pour des conduites en acier fabriqués à partir de produits plats formés en profil circulaire et soudés longitudinalement ou hélicoïdalement par pression ou par fusion. L'assemblage des conduites et des pièces de raccord sera effectué par

joints soudés. Ce choix se justifie, grâce à un enrobage soigné et à une protection cathodique bien faite, et on a souvent recours au conduite en acier, surtout si des mouvements de sol sont à craindre.

L'usine de fabrication des tubes devra être dotée de systèmes de qualité conformes aux prescriptions courantes.

3. Lois de dimensionnement hydraulique

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

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

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

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

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

3.1. Critère hydraulique

Pour chaque tronçon étudié, les pertes de charge totales ont été déterminées pour permettre le dimensionnement des groupes de pompage.

3.1.1. Les pertes de charge

La perte de charge désigne la perte irréversible d'énergie de pression que subit un liquide ou un gaz lors de son passage dans un conduit, un tuyau ou un autre élément de réseau de fluide cette perte d'énergie, liée à la vitesse du fluide (faible vitesse équivaut à une faible perte de charge), est causée par la transformation en chaleur, des frottements internes provoqués par la viscosité du fluide (un fluide parfait sans viscosité ne génère pas de perte de charge), de la rugosité des parois, des variations de vitesses et des variations de direction du fluide. La perte

de charge est une perte d'énergie par unité de poids d'eau transporté; ou hauteur de colonne d'eau hydrostatique équivalente. L'unité de la perte de charge est le Joule par Newton ou mètre de colonne d'eau (mCE).

a) Pertes de charge linéaires

Les pertes de charge régulières, qui représentent les pertes de charge par frottements dans les conduites. Elles sont provoquées par la viscosité du fluide. Elles sont fonction du degré de turbulence (décrit par le nombre de Reynolds) :

Le calcul des pertes de charges linéaires dans les conduites pleines est basé sur la formule de Weissbach-Darcy [16] :

$$J = \frac{\lambda v^2}{D 2g} \quad [m/m] \quad (\text{III.3})$$

J : est la perte de charge en mètre colonne fluide (mCE) par unité de longueur de la conduite.

V : est la vitesse moyenne de l'écoulement (m/s).

D : est le diamètre de l'écoulement (m).

L : est la longueur de l'écoulement (m).

g : est l'accélération terrestre = 9,81m/s²

λ : est le coefficient de pertes de charge régulières. Ce coefficient de perte de charge est calculé par la formule de Coolebrook-White donnée par la formule suivant :

$$\frac{1}{\lambda} = -2 \log \left[\frac{k}{3,7 D} + \frac{2,51}{Re \sqrt{\lambda}} \right] \quad (\text{III.4})$$

Re : Nombre de Reynolds avec $Re = VD/v$

k : paramètre lié à la rugosité de la paroi.

Pour notre projet, on a choisi d'utiliser le coefficient $k = 0.5\text{mm}$.

La viscosité cinématique (ν) est prise égale à $1 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$, très sensiblement celle de l'eau à 20°C.

b) Pertes de charges singulières

Les pertes de charge singulières, sont le résultat des variations de vitesses et des changements de directions du fluide provoqués par les formes et obstacles que rencontre le fluide en traversant un objet: Cônes, coudes, grilles, raccords, jonctions [Dupont, 1979].

Au stade de l'Avant-Projet définitif, les pertes de charges singulières sont déterminées d'après la formule de WEISBACH :

$$\Delta h_s = \xi \frac{v^2}{2g} \quad (\text{III.5})$$

h_s : est la perte de charge singulière (mCE).

ξ : est le coefficient de pertes de charge singulière. Ce coefficient de perte de charge est donné par des formules expérimentales tabulées [3].

V : est la vitesse moyenne de l'écoulement (m/s).

Les pertes de charge singulières occasionnées tout au long de la conduite sont estimées à 10% des pertes de charge linéaire dans le cas de tronçons en refoulement. Toutefois, l'estimation des pertes de charge singulières n'a qu'une faible influence sur le point de fonctionnement des pompes.

Pertes de charge totales = pertes de charge linéaire + 0,1 pertes de charge linéaire

$$\mathbf{PDC} = \mathbf{J} \times \mathbf{L} \times \mathbf{1,1} \quad [\mathbf{m}] \quad (\text{III.5})$$

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

3.2. Caractéristiques mécaniques

La conduite de transfert doit répondre aux critères de résistance mécanique conformément aux normes, liés aux facteurs suivants [15] :

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

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

Les différents tronçons du transfert sont dimensionnés en optant pour :

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

Lors d'un projet de grande envergure, il est souvent préférable d'opter pour une conduite de même épaisseur et varier la nuance d'acier selon les différentes pressions projetées. Cela permettra d'éviter les erreurs d'assemblages et de pose, sécurisant ainsi le chantier

En règle générale, chaque tronçon de canalisations est dimensionné pour les points où la pression maximale de service et la pression maximale de fonctionnement sont les plus importantes [4].

3.2.1. Les pressions relatives à la conduite

Lors du choix d'un composant d'une canalisation, il faut s'assurer que les trois inégalités ci-contre sont respectées.

$$DP \leq PFA \quad (III.6)$$

$$MDP \leq PMA \quad (III.7)$$

$$STP \leq PEA \quad (III.8)$$

➤ Pression relatif au concepteur

DP : pression de calcul en régime permanent : pression maximale de fonctionnement de la zone de pression, fixée par le projeteur mais non compris le coup de bélier.

MDP : pression maximale de calcul : pression maximale de fonctionnement de la zone de pression, fixée par le projeteur mais comprenant le coup de bélier et tenant compte de développement futurs

STP : pression d'épreuve du réseau : pression hydrostatique appliquée à une conduite nouvellement posée de façon à assurer de son intégralité et de son étanchéité.

➤ **Pression relative au fabricant**

PFA : pression de fonctionnement admissible : pression interne, non compris le coup de bélier, qu'un composant peut supporter en toute sécurité de façon continue en régime hydraulique permanent.

PMA : pression de maximale admissible : pression interne maximale, y compris le coup de bélier, qu'un composant peut supporter de façon sûre en service.

PEA : pression d'épreuve admissible : pression hydrostatique maximale qui peut être appliquée sur site à un composant d'une canalisation nouvellement installée.

3.2.2. Epaisseur de la conduite

On trouve la méthodologie à utiliser pour le dimensionnement de l'épaisseur de la conduite.

a) Epaisseur minimal de la paroi de la conduite

La résistance à la pression interne est fonction de l'épaisseur du tuyau et des caractéristiques de la nuance d'acier employée, selon l'une des formules disponibles. [4] :

$$e = \frac{PD}{2\sigma K_f} + e_s \quad (\text{III.9})$$

Avec, e : épaisseur de la conduite [mm] ; P : pression hydrostatique [N/mm²] ;

D : diamètre de la conduite [m] ; σ : contrainte admissible [N/mm²] ;

$K_f = 0,9$ pour une conduite avec soudures inspectées aux rayons X,

$K_f = 1$ pour une conduite sans soudure ou avec soudures inspectées aux rayons X et stabilisées,

e_s : épaisseur supplémentaire prenant en compte la corrosion [mm].

4. Dimensionnement des canalisations en pression

Du point de vue technico-économique, la conduite de refoulement et la station de pompage sont liées. Plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever, plus la perte de charge J sera grande, plus le moteur d'entraînement devra être puissant, donc, plus l'énergie dépensée sera importante. [3]

D'autre part, en augmentant le diamètre de la canalisation cela induit une augmentation des dépenses d'investissement tout en diminuant les pertes de charge; par conséquent les dépenses en énergie diminuent.

Donc le choix du diamètre économique résulte d'un compromis entre les dépenses d'investissement et les dépenses de fonctionnement

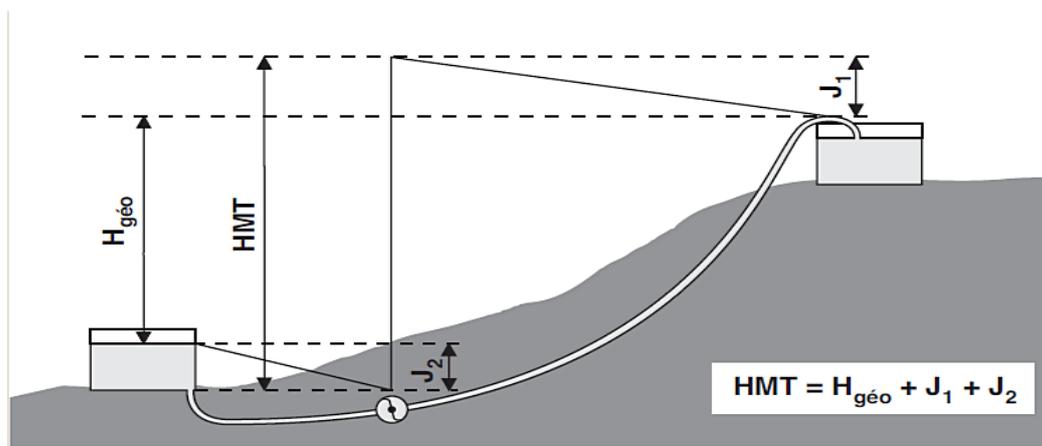


Figure III. 3: Schéma de l'adduction par refoulement depuis un réservoir

On appelle :

- Hauteur géométrique ($H_{\text{géo}}$) : la différence d'altitude entre le plan d'eau de pompage et le lieu à alimenter.
- Hauteur manométrique totale (HMT) la hauteur géométrique augmentée des pertes de charge totales liées à l'aspiration et au refoulement, et, le cas échéant, de la pression résiduelle minimale de distribution.

➤ Démonstration géographique

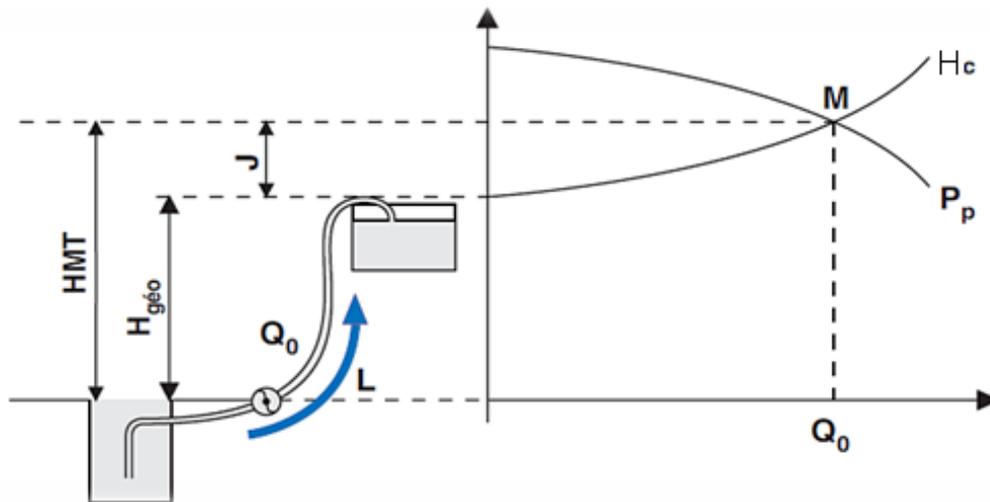


Figure III. 4: adduction par refoulement à partir d'un puits

H_c : Caractéristique de la canalisation avec :

$$H_c = H_{géo} + J \quad (\text{III.10})$$

J : perte de charge en (mCE/km).

P_p : Caractéristique de la pompe.

M : point de fonctionnement.

Il existe des formules permettant de déterminer le diamètre économique d'une conduite de refoulement telle que les formules de Bresse, Bonnin, Vuibert (1948), Munier (1961), mais ces formules sont valables pour les petits et les moyens diamètres, et les longueurs faibles.

Pour les grandes longueurs et les diamètres importants, comme notre projet, il faut effectuer une étude économique détaillée. Le diamètre retenu sera celui correspondant à un coût annuel (amortissement de l'investissement plus le frais de pompage).

4.1. Détermination du coût total annuel d'installation

4.1.1. Frais d'investissement de la conduite

Les frais d'investissement de la Conduite sont estimés par :

$$F_{inv} = K_1 \times L \times a \quad [DA] \quad (\text{III.11})$$

K_1 : est le coût en DA/ml d'un mètre linéaire de la conduite en tenant compte des frais de pose.

L : est la longueur de la conduite en mètre (m).

a : Annuité d'amortissement donnée par la formule :

$$a = \frac{i}{(i+1)^n} + i \quad (\text{III.12})$$

Ou :

i : taux d'annuité $\approx 8\%$

n : nombre d'années d'amortissement ($n=30$ ans) ; soit : $a = 0.0879501$.

4.1.2. Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont estimés :

$$F_{exp} = K_2 * P * t \quad (\text{III.13})$$

$$\text{Ou } P = \frac{\rho g Q H_{MT}}{\eta 1000} \quad (\text{III.14})$$

K_2 : Coût d'un KWh d'énergie électrique ($K_2 = 4,67$ DA) imposé par SONELGAZ ;

t : Temps de fonctionnement, $t = T \cdot 365j$

T : Nombre d'heures de fonctionnement par jour, $T = 20$ h ;

P : Puissance réelle en KW;

H_{MT} : Hauteur manométrique totale d'élévation;

η : rendement de pompage.

$$H_{MT} = H_g + \frac{8Q^2}{gD^5\pi^2} \lambda L \quad (\text{III.15})$$

4.1.3. Cout Total

Le cout total est estimé par :

$$c_t = F_{inv} + F_{exp} \quad (\text{III.16})$$

$$c_t = K_1 \cdot L \cdot a + K_2 \cdot P \cdot t \quad (\text{III.17})$$

5. Dimensionnement des canalisations gravitaires

L'adduction gravitaire est le mode d'adduction qui permet, à partir d'un stockage d'eau naturel ou artificiel situé à la cote H_A , d'alimenter à l'aide d'une conduite en pression tous les points à desservir situés à des cotes $H_B < H_A$, sans apport d'énergie.

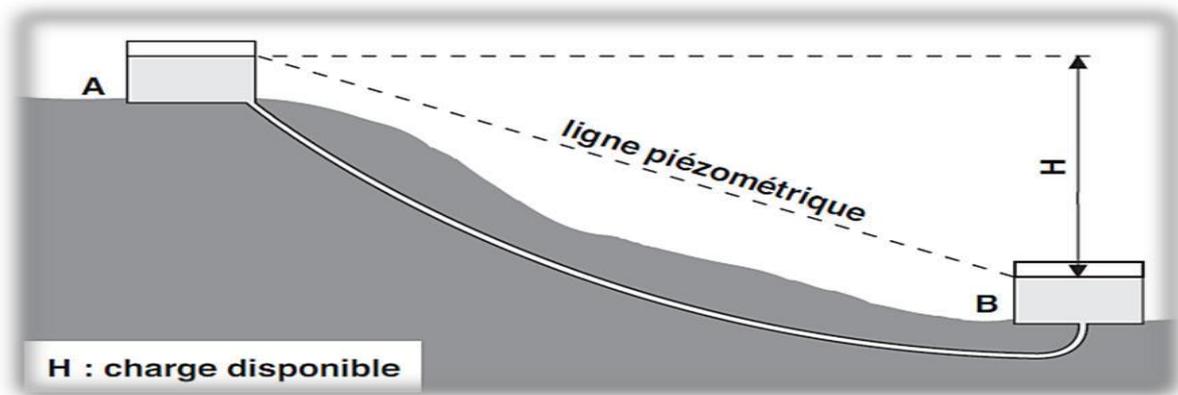


Figure III. 5: Adduction d'un réservoir A vers un réservoir B

$$H_d = H_A - H_B$$

H_A : Côte de niveau minimal dans A

H_B : Côte du trop-plein de B

Par sécurité on prend parfois pour niveau minimal de A sont radier.

On a quatre paramètres intervenant dans le calcul d'une conduite gravitaire : le débit (Q), le diamètre (D), la vitesse (V), et les pertes de charges (J); pratiquement, seul le diamètre est à déterminer. [3]

5.1. Ecoulement en charge

Les paramètres hydrauliques intervenants dans le dimensionnement sont [16] [3] :

- Le débit
- La vitesse
- La perte de charge unitaire

Sachant que :

$$\left\{ Q = \frac{\pi D^2}{4} V \right. \quad \text{(III.18)}$$

Le dimensionnement se fait par :

➤ **Formule de DARCY**

La formule de DARCY s'écrit :

$$J = \lambda \frac{L V^2}{D 2g} = \frac{8Q^2}{g\pi^2 D^5} \lambda L \quad (\text{III.19})$$

La perte de charge unitaire maximale est :

$$J = \frac{H_d}{L} \quad (\text{III.20})$$

Le diamètre peut être déterminé :

Par calcul, en résolvant le système d'équations constitué par les formules de DARCY et COLEBROOK.

Par lecture directe sur les tables de pertes de charge.

➤ **Formule de Lechapt et Calmon**

Les pertes de charge (pour 1 m) par la formule de Lechapt et Calmon est :

$$J = 1,1 \times 10^{-3} Q^{1,89} D^{-5} \quad (\text{III.21})$$

Q : débit en (m³/s).

D : Diamètre en (m).

6. Dimensionnement des conduites

Dans notre cas le débit sortant du barrage d'Oued Athmania est 16,73 m³/s, et il est très grand par rapport au calcul de diamètre (dépasse 4000 mm), donc on divise notre débit initial en deux, ce qui nous donne 8,365 m³/s, et transporter l'eau en système des conduites jumelés.

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

Tableau III. 6: Paramètres de dimensionnement pour les conduites par refoulement

| paramètre hydraulique | débit (m ³ /s) | K (mm) | u (m ² /s) | n (%) |
|-----------------------|---------------------------|--------|-----------------------|-------|
| | 8,365 | 0,5 | 1*10 ⁻⁶ | 85 |

| paramètre économique | année Amortissement | Taux annuité | prix énergie (DA/KW) |
|----------------------|---------------------|--------------|----------------------|
| | 30 ans | 8% | 4,64 |

Notre variante est composée de trois (03) tronçons par refoulement (Station de Pompage Oued Suguin-Bassin d'équilibrage Oued Hamla, Station de Pompage Ain Kercha-Barrage Koudiat Medouar et Station de Pompage Ain Kercha-Barrage Ourkiss) et de quatre (02) tronçons gravitaire (Barrage Oued Athmania- SP Oued Suguin, BE OH-SP Ain Kercha)

On va proposer deux variantes dans le tronçon Station de Pompage Oued Seguin-Bassin d'équilibrage Ouled Hamla,

La première variante (1) est avec un piquage d'irrigation et la deuxième (2) est sans piquage d'irrigation de Teleghma.

6.1. Dimensionnement du tronçon Barrage Oued Athmania – SP Oued Seguin :

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique sont données dans les tableaux ci-dessous.

Tableau III. 7: calcul du tronçon Barrage Oued Athmania – SP Oued Seguin

| H (m) | Q (M ³ /s) | L (m) | V (m/s) | J (mCE/Km) | J*L (mCE) | D (m) |
|--------|-----------------------|-------|---------|-------------|------------|-------|
| 122,73 | 8,365 | 20764 | 1,85 | 0,999389706 | 20,7513278 | 2,400 |

Déterminons le diamètre commercial à partir des diamètres qui existent dans le marché et qui peut nous donner un débit proche de notre débit (8,36 m³/s) :

Tableau III. 8: calcul du diamètre commercial

| D (m) | L (m) | V (m/s) | J (mCE/km) | J*L (mCE) | Q (m ³ /s) |
|-------|-------|---------|-------------|-----------|-----------------------|
| 2,3 | 20764 | 2,000 | 0,999389706 | 0,12273 | 8,31 |
| 2,4 | 20764 | 1,850 | 0,999389706 | 0,12273 | 8,37 |
| 2,5 | 20764 | 1,750 | 0,999389706 | 0,12273 | 8,59 |

D'après les résultats obtenus, on opte pour le diamètre D = 2 * 2400 mm (deux conduites en parallèle) sur le tronçon Barrage Oued Athmania – SP Oued Seguin

Afin de se conformer au débit de projet $Q = 8,36 \text{ m}^3/\text{s}$, la réduction du débit ($8,37 \text{ m}^3/\text{s}$) peut être réalisée par une perte de charge singulière.

6.2. Dimensionnement du tronçon SP Oued Seguin-BE ouled Hamla (sans piquage d'irrigation de Teleghma)

Le calcul des tronçons par refoulement se fait par la détermination des frais d'investissement et les frais d'exploitation et aussi de vérifier le critère de vitesse.

Les résultats de dimensionnement sont donnés dans les tableaux ci-dessous pour un débit refoulé à partir du station de pompage Oued Seguin :

$$Q = 8,36 \text{ m}^3/\text{s}$$

➤ Frais d'investissement :

Tableau III. 9: Frais d'investissement de la Conduite du tronçon SP Oued Seguin-BE OH

| Diamètre conduite (m) | prix de la conduite en acier (Da/ml) | longueur (m) | annuité DA | prix de la conduite * Annuité (MDA) |
|-----------------------|--------------------------------------|--------------|------------|-------------------------------------|
| 2 | 120000,00 | 22343 | 0,081 | 217,17 |
| 2,1 | 170000,00 | 22343 | 0,081 | 307,66 |
| 2,2 | 190000,00 | 22343 | 0,081 | 343,86 |
| 2,3 | 200000,00 | 22343 | 0,081 | 361,96 |
| 2,4 | 209000,50 | 22343 | 0,081 | 378,25 |
| 2,5 | 220000,00 | 22343 | 0,081 | 398,15 |

➤ Frais d'exploitation :

Tableau III. 10: Frais d'exploitation du tronçon SP Oued Seguin-BE OH

| Diamètre de la conduite (m) | j (mCE/km) k=0,5 | longueur (m) | J = j*L (mCE) | H = 152,23 + J |
|-----------------------------|---------------------|--------------|---------------|----------------|
| 2 | 1,300566618 | 22343 | 29,059 | 181,29 |
| 2,1 | 1,019027977 | 22343 | 22,768 | 175,00 |
| 2,2 | 0,807549545 | 22343 | 18,043 | 170,27 |
| 2,3 | 0,646611465 | 22343 | 14,447 | 166,68 |
| 2,4 | 0,522668555 | 22343 | 11,678 | 163,91 |
| 2,5 | 0,42616967 | 22343 | 9,522 | 161,75 |

| Diamètre (m) | H = 152,23 + J | prix de l'énergie (DA/KW) | Puissance (MW) | puissance * t (Mwh) | Prix de l'énergie (MDA) |
|--------------|----------------|---------------------------|----------------|---------------------|-------------------------|
| 2 | 181,29 | 4,64 | 17,84 | 130238,77 | 604,30788 |
| 2,1 | 175,00 | 4,64 | 17,22 | 125719,69 | 583,33938 |
| 2,2 | 170,27 | 4,64 | 16,76 | 122325,18 | 567,58884 |
| 2,3 | 166,68 | 4,64 | 16,40 | 119741,91 | 555,60246 |
| 2,4 | 163,91 | 4,64 | 16,13 | 117752,46 | 546,37141 |
| 2,5 | 161,75 | 4,64 | 15,92 | 116203,52 | 539,18435 |

➤ **Cout Global**

Tableau III. 11: Coût global du tronçon SP Oued Seguin-BE OH

| Diamètre (m) | Amortissement (MDA) | Exploitation (MDA) | Cout Global (MDA) |
|--------------|---------------------|--------------------|-------------------|
| 2 | 217,17 | 604,31 | 821,48 |
| 2,1 | 307,66 | 583,34 | 891,00 |
| 2,2 | 343,86 | 567,59 | 911,45 |
| 2,3 | 361,96 | 555,60 | 917,56 |
| 2,4 | 378,25 | 546,37 | 924,62 |
| 2,5 | 398,15 | 539,18 | 937,34 |

D'après les résultats obtenus on nous fixe pour ce tronçon un diamètre de $D = 2 * 2400$ mm qui a un cout global de 924,62 MDA.

La vérification de la vitesse nous donne une vitesse de 1.79 m/s, c'est une vitesse acceptable.

6.3. Dimensionnement du tronçon SP Oued Seguin-Bassin d'Equilibrage Ouled Hamla (avec piquage d'irrigation de Teleghma)

6.3.1. Dimensionnement du tronçon SP Oued Seguin – Piquage d'irrigation de Teleghma

Les résultats de dimensionnement sont donnés dans les tableaux ci-dessous pour un débit :

$$Q = 8,36 \text{ m}^3/\text{s}$$

➤ **Frais d'investissement :**

Tableau III. 12: Coût global du tronçon SP Oued Seguin – Piquage d’irrigation de Teleghma

| Diamètre conduite (m) | prix de la conduite (Da/ml) | longueur (m) | annuité DA | prix de la conduite * Annuité (MDA) |
|-----------------------|-----------------------------|--------------|------------|-------------------------------------|
| 2 | 120000,00 | 5600 | 0,081 | 54,43 |
| 2,1 | 170000,00 | 5600 | 0,081 | 77,11 |
| 2,2 | 190000,00 | 5600 | 0,081 | 86,18 |
| 2,3 | 200000,00 | 5600 | 0,081 | 90,72 |
| 2,4 | 209000,50 | 5600 | 0,081 | 94,80 |
| 2,5 | 220000,00 | 5600 | 0,081 | 99,79 |

➤ **Frais d’exploitation :**

Tableau III. 13: Frais d’exploitation du tronçon SP Oued Seguin- Piquage d’irrigation de Teleghma

| Diamètre de la conduite (m) | j (mCE/km) k=0,5 | longueur (m) | J = j*L (m) | H = 27,34 + J |
|-----------------------------|---------------------|--------------|-------------|---------------|
| 2 | 1,300566618 | 5600 | 7,283 | 39,8732 |
| 2,1 | 1,019027977 | 5600 | 5,707 | 38,2966 |
| 2,2 | 0,807549545 | 5600 | 4,522 | 37,1123 |
| 2,3 | 0,646611465 | 5600 | 3,621 | 36,2110 |
| 2,4 | 0,522668555 | 5600 | 2,927 | 35,5169 |
| 2,5 | 0,42616967 | 5600 | 2,387 | 34,9766 |

| Diamètre (m) | H = 27,34 + J | prix de l’énergie (DA/KW) | Puissance (MW) | puissance * t (Mwh) | Prix de l’énergie (MDA) |
|--------------|---------------|---------------------------|----------------|---------------------|-------------------------|
| 2 | 39,8732 | 4,64 | 3,92 | 28645,12 | 132,91 |
| 2,1 | 38,2966 | 4,64 | 3,77 | 27512,47 | 127,66 |
| 2,2 | 37,1123 | 4,64 | 3,65 | 26661,68 | 123,71 |
| 2,3 | 36,2110 | 4,64 | 3,56 | 26014,21 | 120,71 |
| 2,4 | 35,5169 | 4,64 | 3,50 | 25515,58 | 118,39 |
| 2,5 | 34,9766 | 4,64 | 3,44 | 25127,36 | 116,59 |

➤ **Cout Global**

Tableau III. 14: Cout Global du tronçon SP Oued Seguin- Piquage d'irrigation de Teleghma

| Diamètre (m) | Amortissement (MDA) | Exploitation (MDA) | Cout Global (MDA) |
|--------------|---------------------|--------------------|-------------------|
| 2 | 54,43 | 132,91 | 187,35 |
| 2,1 | 77,11 | 127,66 | 204,77 |
| 2,2 | 86,18 | 123,71 | 209,89 |
| 2,3 | 90,72 | 120,71 | 211,43 |
| 2,4 | 94,80 | 118,39 | 213,19 |
| 2,5 | 99,79 | 116,59 | 216,38 |

D'après les résultats obtenus on choisit pour ce tronçon un diamètre $D = 2 \times 2400$ m avec un cout global des frais d'investissement et d'exploitation de 312,19 MDA.

La vérification de la vitesse nous donne une vitesse de 1.79 m/s, c'est une vitesse acceptable.

6.3.2. Dimensionnement du tronçon Piquage d'irrigation de Teleghma – Bassin d'Equilibrage Ouled Hamla

Les résultats de dimensionnement sont donnés dans les tableaux ci-dessous avec un débit

$$Q = 6,55 \text{ m}^3/\text{s}$$

➤ Frais d'investissement :

Tableau III. 15: Frais d'investissement du tronçon Piquage d'irrigation de Teleghma – BE Ouled Hamla

| Diamètre conduite (m) | prix de la conduite (Da/ml) | longueur (m) | annuité DA | prix de la conduite * Annuité (MDA) |
|-----------------------|-----------------------------|--------------|------------|-------------------------------------|
| 2 | 120000,00 | 16743 | 0,081 | 162,74 |
| 2,1 | 170000,00 | 16743 | 0,081 | 230,55 |
| 2,2 | 190000,00 | 16743 | 0,081 | 257,67 |
| 2,3 | 200000,00 | 16743 | 0,081 | 271,24 |
| 2,4 | 209000,50 | 16743 | 0,081 | 283,44 |
| 2,5 | 220000,00 | 16743 | 0,081 | 298,36 |

➤ Frais d'exploitation :

**Tableau III. 16: Frais d'exploitation du tronçon Piquage d'irrigation de Teleghma – BE
Oued Hamla**

| Diamètre de la conduite (m) | j (mCE/km) k=0,5 | longueur (m) | J = j*L (m) | H = 124,89 + J |
|-----------------------------|---------------------|--------------|-------------|----------------|
| 2 | 0,819158653 | 16743 | 13,715 | 138,6052 |
| 2,1 | 0,641832239 | 16743 | 10,746 | 135,6362 |
| 2,2 | 0,508633075 | 16743 | 8,516 | 133,4060 |
| 2,3 | 0,407266625 | 16743 | 6,819 | 131,7089 |
| 2,4 | 0,329201491 | 16743 | 5,512 | 130,4018 |
| 2,5 | 0,268421907 | 16743 | 4,494 | 129,3842 |

| Diamètre (m) | H = 124,89 + J | prix de l'énergie (DA/KW) | Puissance (MW) | puissance * t (Mwh) | Prix de l'énergie (MDA) |
|--------------|----------------|---------------------------|----------------|---------------------|-------------------------|
| 2 | 138,6052 | 4,64 | 10,68 | 77969,49 | 361,78 |
| 2,1 | 135,6362 | 4,64 | 10,45 | 76299,35 | 354,03 |
| 2,2 | 133,4060 | 4,64 | 10,28 | 75044,82 | 348,21 |
| 2,3 | 131,7089 | 4,64 | 10,15 | 74090,11 | 343,78 |
| 2,4 | 130,4018 | 4,64 | 10,05 | 73354,86 | 340,37 |
| 2,5 | 129,3842 | 4,64 | 9,97 | 72782,41 | 337,71 |

➤ **Cout Global**

Tableau III. 17: Cout global du tronçon Piquage d'irrigation de Teleghma – BE OH

| Diamètre (m) | Amortissement (MDA) | Exploitation (MDA) | Cout Global (MDA) |
|--------------|---------------------|--------------------|-------------------|
| 2 | 162,74 | 361,78 | 524,52 |
| 2,1 | 230,55 | 354,03 | 584,58 |
| 2,2 | 257,67 | 348,21 | 605,88 |
| 2,3 | 271,24 | 343,78 | 615,01 |
| 2,4 | 283,44 | 340,37 | 623,81 |
| 2,5 | 298,36 | 337,71 | 636,07 |

D'après les résultats obtenus on nous fixe pour ce tronçon un diamètre de $D = 2 * 2200$ m (Deux conduite de 2200 mm) et avec un cout global de 606 MDA,

La vérification de la vitesse nous donne une vitesse de 1.72 m/s, c'est une vitesse acceptable.

Donc pour un point de vue économique on trouve que le cout global pour une conduite avec piquage d'irrigation et beaucoup moins le prix global d'une conduite sans piquage, donc le dimensionnement avec piquage d'irrigation va être moins cher et moins couteux que le

dimensionnement sans piquage d'irrigation de teleghma et pour cela on continue notre calcul par le réseau avec piquage d'irrigation de Teleghma.

6.4. Dimensionnement du tronçon BE Oued Hamla – SP Ain Kercha

Les résultats de dimensionnement sont donnés dans les tableaux ci-dessous avec un débit

$$Q = 6,55 \text{ m}^3/\text{s}$$

Tableau III. 18: calcul du tronçon Bassin d'Equilibrage Ouled Hamla – SP Ain Kercha

| H (m) | Q (M3/s) | L (m) | V (m/s) | J (mCE/Km) | J*L (mCE) | D (m) |
|-------|----------|-------|---------|-------------|-----------|-------|
| 74,87 | 6,555 | 16967 | 1,85 | 0,004412683 | 0,07487 | 2,125 |

On passe à un diamètre commercial :

Tableau III. 19: calcul du diamètre commercial du tronçon BE Ouled Hamla–SP Ain Kercha

| D (m) | L (m) | V (m/s) | J (mCE/km) | J*L (mCE) | Q (m3/s) |
|-------|-------|---------|-------------|-----------|----------|
| 2,1 | 16967 | 1,900 | 0,004412683 | 0,07487 | 6,58 |
| 2,2 | 16967 | 1,725 | 0,004412683 | 0,07487 | 6,56 |
| 2,3 | 16967 | 1,690 | 0,004412683 | 0,07487 | 7,02 |

D'après les résultats obtenus, par le tableau ci-dessus on opte pour le diamètre $D = 2 * 2200 \text{ mm}$

Afin de se conformer au débit de projet $Q = 6,55 \text{ m}^3/\text{s}$, la réduction du débit ($6,56 \text{ m}^3/\text{s}$) peut être réalisée par une perte de charge singulière.

6.5. Dimensionnement du tronçon SP Ain Kercha – Barrage de Koudiat Medouar

Les résultats de dimensionnement sont donnés dans les tableaux ci-dessous avec un débit

$$Q = 4,88 \text{ m}^3/\text{s}$$

➤ Frais d'investissement de la conduite

Tableau III. 20: Frais d'investissement du tronçon SP AK – Barrage de Koudiat Medouar

| Diamètre conduite (m) | prix de la conduite (Da/ml) | longueur (m) | annuité DA | prix de la conduite * Annuité (MDA) |
|-----------------------|-----------------------------|--------------|------------|-------------------------------------|
| 2 | 120000,00 | 54739 | 0,081 | 532,06 |
| 2,1 | 170000,00 | 54739 | 0,081 | 753,76 |
| 2,2 | 190000,00 | 54739 | 0,081 | 842,43 |
| 2,3 | 200000,00 | 54739 | 0,081 | 886,77 |
| 2,4 | 209000,50 | 54739 | 0,081 | 926,68 |
| 2,5 | 220000,00 | 54739 | 0,081 | 975,45 |

➤ **Frais d'exploitation de la conduite**

Tableau III. 21: Frais d'exploitation du tronçon SP AK – Barrage de Koudiat Medouar

| Diamètre de la conduite (m) | j (mCE/km) k=0,3 | longueur (m) | J = j*L | H = 226,9 + J |
|-----------------------------|----------------------|--------------|---------|---------------|
| 2 | 0,469662007 | 54739 | 25,709 | 252,6088 |
| 2,1 | 0,367992472 | 54739 | 20,144 | 247,0435 |
| 2,2 | 0,291623155 | 54739 | 15,963 | 242,8632 |
| 2,3 | 0,233505023 | 54739 | 12,782 | 239,6818 |
| 2,4 | 0,188746627 | 54739 | 10,332 | 237,2318 |
| 2,5 | 0,153898847 | 54739 | 8,424 | 235,3243 |

| Diamètre (m) | H = 226,9 + J | prix de l'énergie (DA/KW) | Puissance (MW) | puissance * t (Mwh) | Prix de l'énergie (MDA) |
|--------------|---------------|---------------------------|----------------|---------------------|-------------------------|
| 2 | 252,6088 | 4,64 | 14,50 | 105869,85 | 491,23609 |
| 2,1 | 247,0435 | 4,64 | 14,18 | 103537,40 | 480,41354 |
| 2,2 | 242,8632 | 4,64 | 13,94 | 101785,38 | 472,28416 |
| 2,3 | 239,6818 | 4,64 | 13,76 | 100452,07 | 466,09758 |
| 2,4 | 237,2318 | 4,64 | 13,62 | 99425,24 | 461,33313 |
| 2,5 | 235,3243 | 4,64 | 13,51 | 98625,79 | 457,62364 |

➤ **Cout Global**

Tableau III. 22: Cout Global du tronçon SP AK – Barrage de Koudiat Medouar

| Diamètre (m) | Amortissement (MDA) | Exploitation (MDA) | Cout Global (MDA) |
|--------------|---------------------|--------------------|-------------------|
| 2 | 532,06 | 491,24 | 1023,30 |
| 2,1 | 753,76 | 480,41 | 1234,17 |
| 2,2 | 842,43 | 472,28 | 1314,72 |
| 2,3 | 886,77 | 466,10 | 1352,87 |
| 2,4 | 926,68 | 461,33 | 1388,01 |
| 2,5 | 975,45 | 457,62 | 1433,07 |

D'après les résultats obtenus on choisit pour ce tronçon un diamètre $D = 2 * 2000 \text{ mm}$ et le cout global estimé est 1023,30 MDA.

La vérification de la vitesse nous donne une vitesse de 1.55 m/s, une vitesse acceptable.

6.6. Dimensionnement du tronçon SP Ain Kercha – Barrage Ourkiss

Les résultats de dimensionnement sont donnés dans les tableaux ci-dessous avec un débit

$$Q = 3,35 \text{ m}^3/\text{s}$$

➤ Frais d'investissement de la conduite

Tableau III. 23: Frais d'investissement du tronçon SP AK – Barrage Ourkiss

| Diamètre conduite (m) | prix de la conduite (Da/ml) | longueur (m) | annuité DA | prix de la conduite * Annuité (MDA) |
|-----------------------|-----------------------------|--------------|------------|-------------------------------------|
| 2 | 120000,00 | 28149 | 0,081 | 273,61 |
| 2,1 | 170000,00 | 28149 | 0,081 | 387,61 |
| 2,2 | 190000,00 | 28149 | 0,081 | 433,21 |
| 2,3 | 200000,00 | 28149 | 0,081 | 456,01 |
| 2,4 | 209000,50 | 28149 | 0,081 | 476,54 |
| 2,5 | 220000,00 | 28149 | 0,081 | 501,62 |

➤ Frais d'exploitation de la conduite

Tableau III. 24: Frais d'exploitation du tronçon SP AK – Barrage Ourkiss

| Diamètre de la conduite (m) | j (mCE/km) k=0,5 | longueur (m) | J = j*L (m) | H = 200 + J |
|-----------------------------|---------------------|--------------|-------------|-------------|
| 2 | 0,230678252 | 28149 | 6,493 | 206,4934 |
| 2,1 | 0,180742446 | 28149 | 5,088 | 205,0877 |
| 2,2 | 0,143233045 | 28149 | 4,032 | 204,0319 |
| 2,3 | 0,11468786 | 28149 | 3,228 | 203,2283 |
| 2,4 | 0,092704416 | 28149 | 2,610 | 202,6095 |
| 2,5 | 0,07558865 | 28149 | 2,128 | 202,1277 |

| Diamètre (m) | H = 200 + J | prix de l'énergie (DA/KW) | Puissance (MW) | puissance * t (Mwh) | Prix de l'énergie (MDA) |
|--------------|-------------|---------------------------|----------------|---------------------|-------------------------|
| 2 | 206,4934 | 4,64 | 8,1383 | 59409,35 | 275,65941 |
| 2,1 | 205,0877 | 4,64 | 8,0829 | 59004,94 | 273,78294 |
| 2,2 | 204,0319 | 4,64 | 8,0413 | 58701,17 | 272,37342 |
| 2,3 | 203,2283 | 4,64 | 8,0096 | 58469,99 | 271,30076 |
| 2,4 | 202,6095 | 4,64 | 7,9852 | 58291,96 | 270,47467 |
| 2,5 | 202,1277 | 4,64 | 7,9662 | 58153,34 | 269,83150 |

➤ **Cout Global**

Tableau III. 25: Cout Global du tronçon SP AK – Barrage Ourkiss

| Diamètre (m) | Amortissement (MDA) | Exploitation (MDA) | Cout Global (MDA) |
|--------------|---------------------|--------------------|-------------------|
| 2 | 273,61 | 275,659 | 549,27 |
| 2,1 | 387,61 | 273,783 | 661,39 |
| 2,2 | 433,21 | 272,373 | 705,59 |
| 2,3 | 456,01 | 271,301 | 727,31 |
| 2,4 | 476,54 | 270,475 | 747,01 |
| 2,5 | 501,62 | 269,832 | 771,45 |

D’après les résultats obtenus on choisit pour ce tronçon un diamètre de $D = 2000$ mm avec un cout global de 549 MDA

La vérification de la vitesse nous donne une vitesse de 1.07 m/s, une vitesse acceptable.

Une démonstration générale est dans la figure suivante :

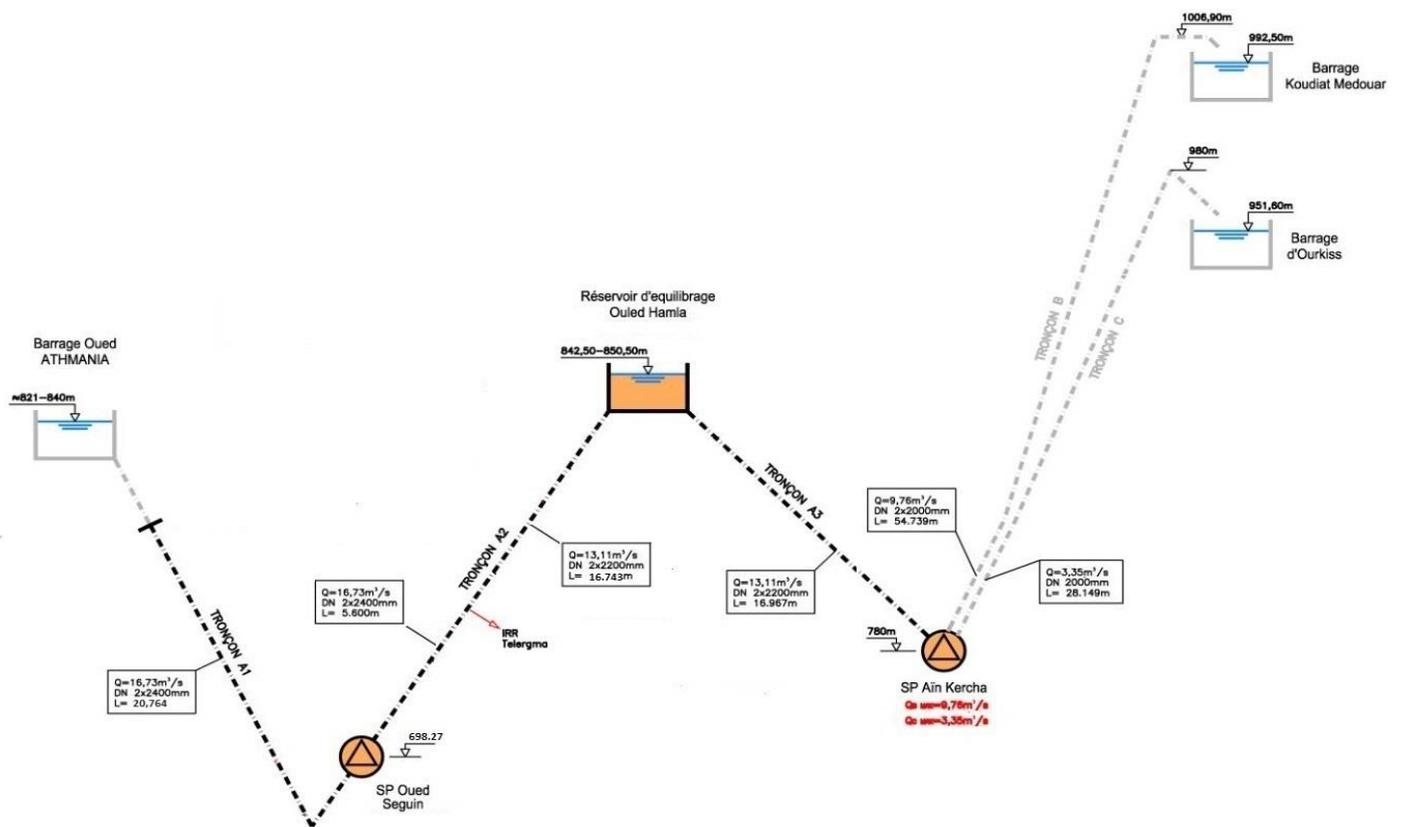


Figure IV. 1: Schéma hydraulique du système

7. Conclusion

A la suite du dimensionnement, les conduites adoptées sont de type acier soudé en spirale de 14.3mm d'épaisseur avec des pressions maximales de services (PMS) entre 10 et 25 bars pour les tronçons en refoulement et pour les tronçons gravitaire en charge.

L'étude techno-économique de l'adduction de notre système du transfert nous a permis de récapituler comme suit :

L'adduction sera composée de deux (2) parties gravitaire d'une longueur totale de 20.781 km d'un diamètre varie de 2000mm à 2400, et de trois (03) parties de refoulement de 105,231 km de longueur d'un diamètre varie de 2000 à 2400 mm avec quatre (04) stations de Pompage, ces stations sont constituées par des stations de reprise qui refoulent un débit maximum de 8,365 m³/s, et d'une hauteur maximale de 252,5m.

Le dimensionnement de bassins tampon et d'équilibres dépend de l'étude de régularisation, D'asservissement et de commande des stations de pompage non traitée lors de ce projet.

Chapitre IV**Station de pompage****1. Introduction**

Depuis l'antiquité le pompage de l'eau est considérée comme une nécessité, et il est souvent utilisé lorsque le terrain ne permet pas un écoulement naturel par gravitation ou dans le cas où la dénivelée disponible n'aboutit pas au débit souhaité.

L'objectif principal de ce chapitre est l'étude du choix de la pompe idéale adaptée à l'usage de notre projet et qui nous permet d'assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale nécessaire au niveau des stations de pompage et de bassin d'équilibre projetée le long du transfert.

2. Positionnement des stations de pompage

L'emplacement ou bien le site de la station de pompage doit être déterminée à partir du calcul technico-économique. Il tiendra compte des conditions locales et des conditions de l'exploitation. Il dépend aussi du relief, de l'accès à l'alimentation en énergie électrique et de l'environnement.

L'exploitation de la station de pompage tient compte aussi de la condition de la prise d'eau, de la fluctuation du niveau d'eau dans le réservoir et des conditions hydrogéologiques et géologiques.

3. Les différents types de pompes et leurs caractéristiques

Il existe deux grandes catégories de pompes :

- les turbopompes,
- les pompes volumétriques.

Dans les turbopompes une roue, munie d'aubes ou d'ailettes, animée d'un mouvement de rotation, fournit au fluide de l'énergie cinétique dont une partie est transformée en pression, par réduction de vitesse dans un organe appelé récupérateur.

Dans les pompes volumétriques, l'énergie est fournie par les variations successives d'un volume raccordé alternativement à l'orifice d'aspiration et à l'orifice de refoulement (grand encombrement).

3.1. Les turbopompes

Ce sont les plus employées. On distingue :

- Les pompes centrifuges (à basse et haute pression),
- les pompes hélices,
- les pompes hélico-centrifuges.

Cette classification est basée sur la forme de la trajectoire à l'intérieur du rotor de la pompe (roues radiales, semi-radiales, axiales).

Les pompes centrifuges sont utilisées pour des hauteurs d'élévation importantes plusieurs dizaines de mètres).

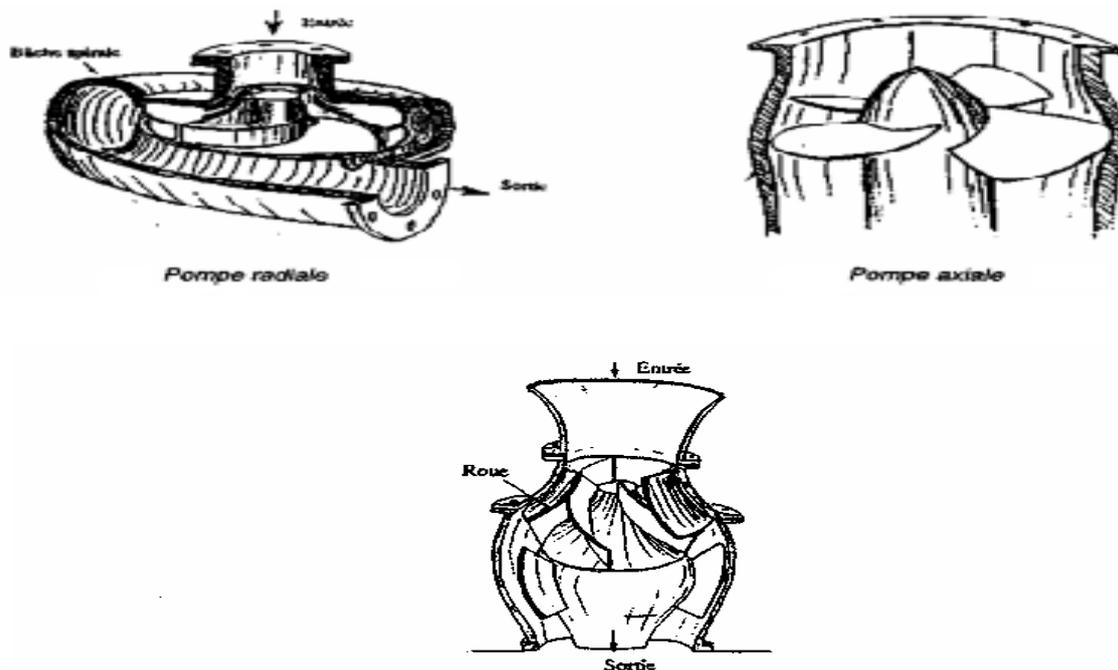


Figure IV. 1: classification des pompes

3.2. Principe de fonctionnement d'une pompe centrifuge

Une pompe centrifuge est constituée essentiellement par une roue à ailettes ou impulsor à aubes (rotor) qui tourne à l'intérieur d'un carter étanche ou corps de pompe (stator). Le liquide est aspiré au centre du rotor, par une ouverture appelée ouïe. La constitution d'une pompe centrifuge est illustrée dans la figure

Il acquiert, par la rotation du rotor, une grande vitesse centrifuge et se trouve projeter dans le corps de pompe ou volute qui s'évase progressivement en spirale pour atteindre sa plus grande section à l'orifice de refoulement.

La section offerte au liquide étant de plus en plus grande, son énergie cinétique diminue et se transforme en énergie de pression.

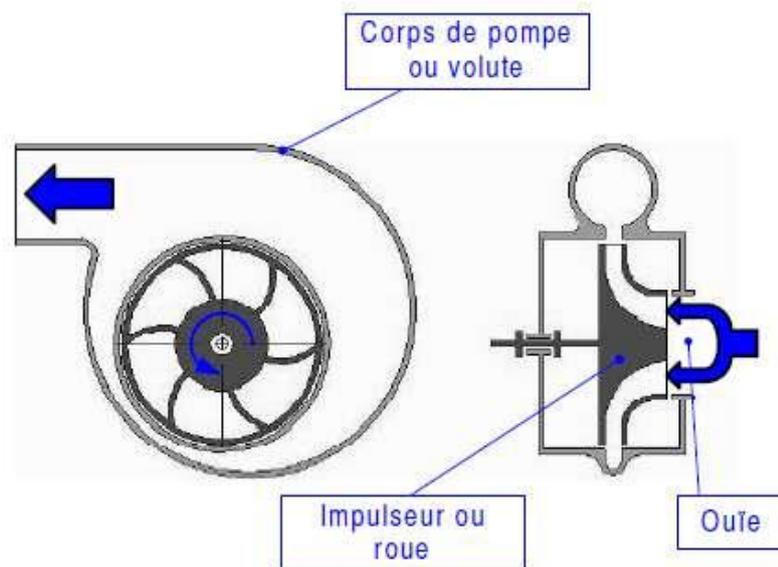


Figure IV. 2: constitution d'une pompe centrifuge [7]

Les Avantages et les inconvénients d'une pompe centrifuge

a) Les Avantages :

Pour les avantages, ce sont des machines de construction simple, sans clapet ou soupape, d'utilisation facile et peu coûteuses.

- à caractéristiques égales, elles sont plus compactes que les machines volumétriques.
- leur rendement est souvent meilleur que celui des « volumétriques ».
- elles sont adaptées à une très large gamme de liquides.
- leur débit est régulier et le fonctionnement silencieux.
- en cas de colmatage partiel ou d'obstruction de la conduite de refoulement, la pompe centrifuge ne subit aucun dommage et l'installation ne risque pas d'éclater. La pompe se comporte alors comme un agitateur.

b) Les inconvénients :

Pour les inconvénients on peut citer :

- Impossibilité de pomper des liquides trop visqueux.
- production d'une pression différentielle peu élevée (de 0,5 à 10 bar).
- elles ne sont pas auto-amorçantes.

- à l'arrêt ces pompes ne s'opposent pas à l'écoulement du liquide par gravité (donc, vannes à prévoir....).

3.3. Caractéristiques des turbopompes

3.3.1. Résultat de la théorie des turbomachines

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

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

$$\vec{C} = \vec{C}_r + \vec{C}_u + \vec{C}_z \quad (\text{IV.2})$$

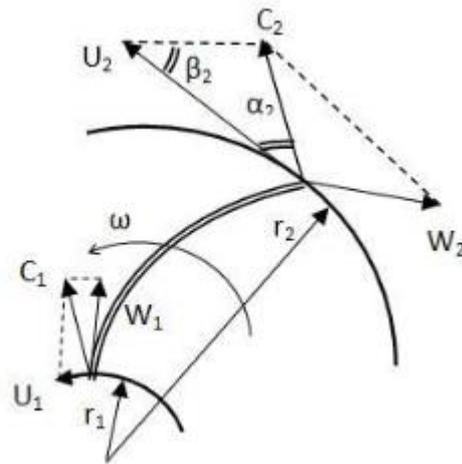


Figure IV. 3: schématisation de triangle des vitesses

Ou \vec{U} représente la vitesse d'entraînement suivant la tangente à la roue [m/s],

\vec{W} La vitesse relative par rapport à la roue [m/s],

\vec{C} La vitesse absolue [m/s] ;

r_1, r_2 les rayons à l'entrée et à la sortie de la roue [m].

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

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

$$M = \frac{\bar{\omega}}{g} g(C_{u2}U_2 - C_{u1}U_1) \quad (\text{IV.3})$$

La puissance appliquée à l'arbre :

$$P = M * \omega = \frac{\bar{\omega}}{g} Q \frac{(C_{u2}U_2 - C_{u1}U_1)}{g} \quad (\text{IV.4})$$

La hauteur effective d'élévation :

$$H_{eff} = \frac{(C_{u2}U_2 - C_{u1}U_1)}{g} \quad (\text{IV.5})$$

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

$$H_n = H_{eff} - \xi_d - \xi_r \quad (\text{IV.6})$$

D'où la notion de rendement : $\eta = \frac{H_n}{H_{eff}}$ (IV.7)

3.3.2. Les courbes caractéristiques

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

Pour la vitesse de rotation fixe, on peut représenter :

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

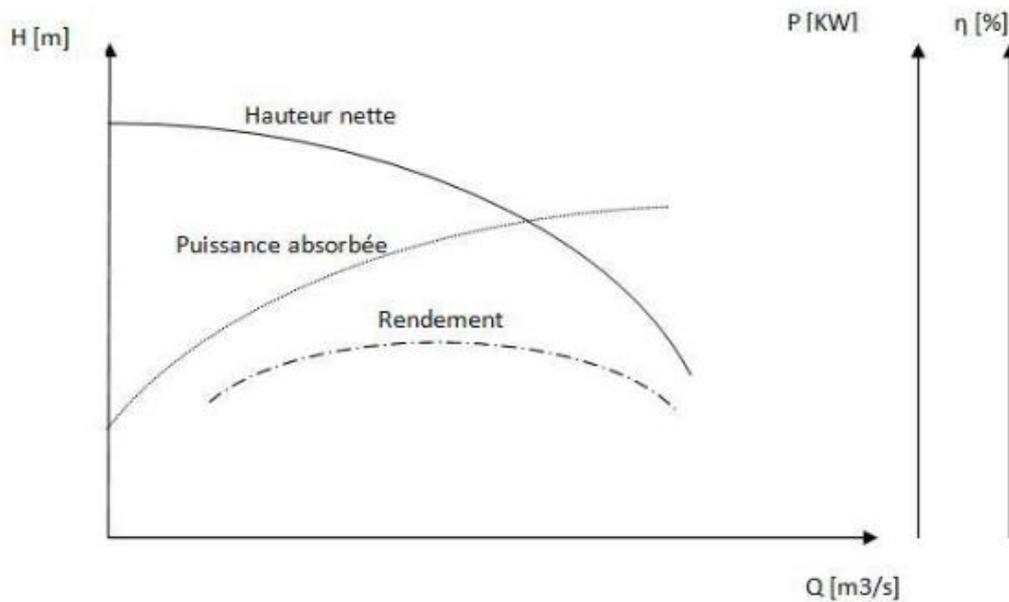


Figure IV. 4: Courbe caractéristiques d'une pompe centrifuge

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

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

L'intersection de ces deux courbes caractéristiques représente alors le point de fonctionnement du système en question.

La courbe caractéristique de la conduite reliée à la pompe est déterminée par la représentation de la charge totale H en fonction du débit Q . Elle est donnée par la formule suivante:

$$H = H_g + \frac{\lambda L V^2}{D 2g} + 0,2 \frac{\lambda L V^2}{D 2g} \quad (\text{IV.8})$$

$$H = H_g + 1,2 \frac{8\lambda L}{g\pi^2 D^5} Q^2 \quad (\text{IV.9})$$

$$H = H_g + RQ^2 \quad (\text{IV.10})$$

Ou, H : charge totale (mCE)

H_g : Hauteur géométrique (m) et R : résistance totale de la conduite (aspiration et refoulement)

$$R = 1,2 \frac{8\lambda L}{g\pi^2 D^5} \quad (\text{IV.11})$$

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

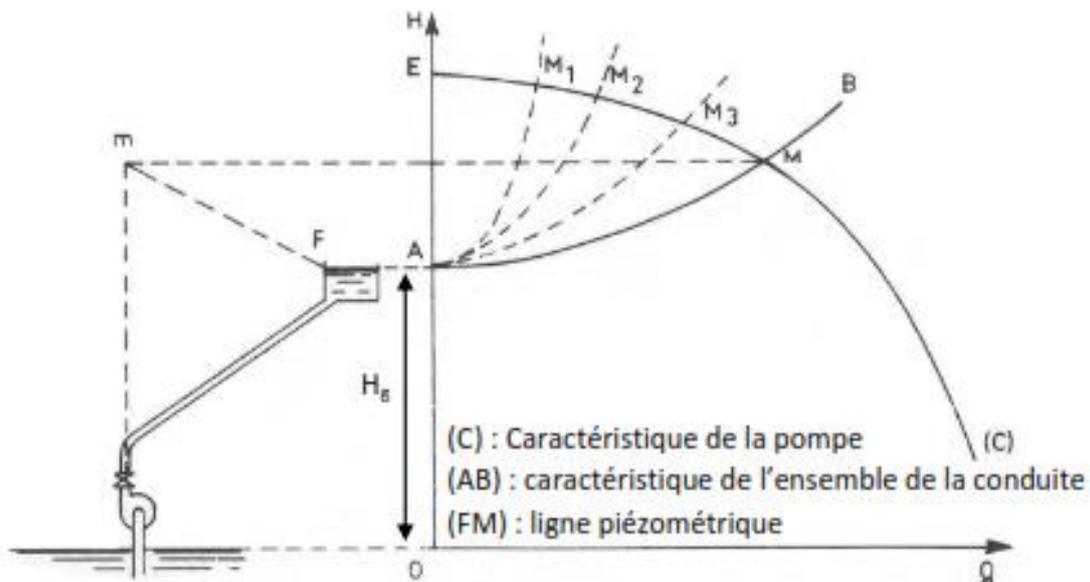


Figure IV. 5: Représentation du point de fonctionnement

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

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

La charge créée par la pompe au point M permet de tracer la ligne piézométrique FM le long de la conduite de refoulement.

3.3.3. Vitesse spécifique

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

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

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

$$N_s = \frac{nQ^{1/2}}{H^{3/4}}$$

Avec,

n : vitesse de rotation (tr/mn)

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

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

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

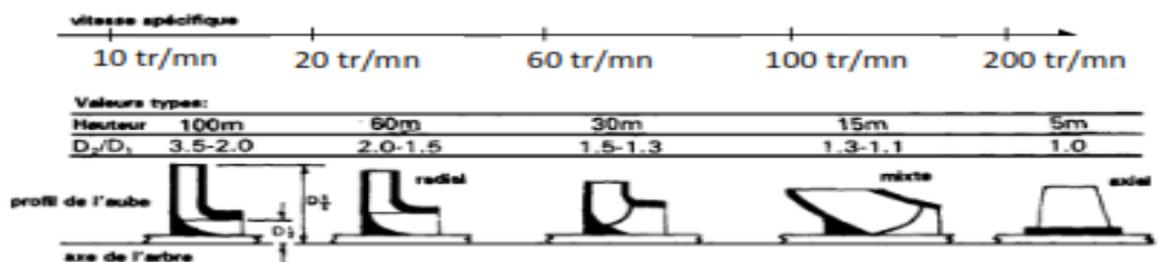


Figure IV. 6: influence de la vitesse spécifique sur la forme de la roue

3.4. Définition General

Lors de l'étude d'une pompe, les caractéristiques globales les plus importantes sont la hauteur, le débit et le rendement. En négligeant les pertes, la hauteur peut être exprimée à partir de l'équation de Bernoulli, écrite sur une ligne de courant moyenne de l'entrée 1 à la sortie 2 :

$$H = \left(\frac{P}{\rho g} + \frac{C^2}{2g} + Z \right)_1 - \left(\frac{P}{\rho g} + \frac{C^2}{2g} + Z \right)_2 \quad (\text{IV.12})$$

La puissance reçue par le fluide est définie comme la puissance hydraulique et elle est calculée par :

$$\mathcal{P}_h = \rho g q_V H \quad (\text{IV.13})$$

On détermine le rendement global η de la machine comme le rapport entre l'énergie apportée au fluide et la puissance mécanique absorbée :

$$\eta_h = \frac{H}{H_{th}} \quad (\text{IV.14})$$

Le rendement volumétrique η_v caractérise le débit de fuite interne entre la sortie et l'entrée par suite des jeux de fonctionnement :

$$\eta_v = \frac{q_V}{q_V + q_{VF}} \quad (\text{IV.15})$$

Avec q_{VF} représentant le débit total de fuite.

Enfin, les pertes mécaniques sont prises en compte par le calcul du rendement mécanique η_m . Elles sont associées aux pertes par frottement de toutes les composantes mécaniques : arbre, paliers, systèmes d'étanchéité, frottement de disques, etc.

$$\eta_m = \frac{\mathcal{P}_u}{\mathcal{P}_a} \quad (\text{IV.16})$$

D'après ces trois définitions, le rendement global de la machine peut être exprimé par leur produit :

$$\eta = \eta_h \eta_v \eta_m \quad (\text{IV.17})$$

4. Couplage des pompes :

Le couplage de plusieurs pompes est généralement réalisé dans l'un des deux cas suivants :

- les caractéristiques d'une installation de pompage sont modifiées (allongement d'une tuyauterie, extension d'une fabrication, . . .).
- les caractéristiques des différentes pompes mises sur le marché ne donnent pas satisfaction.

Le couplage peut s'effectuer de deux manières :

4.1. Couplage en série

Dans ce cas, le refoulement d'une pompe arrivé à l'ouïe d'aspiration de la pompe suivante, et pour un débit donné, la hauteur d'élévation totale est égale à la somme des hauteurs d'élévation de chaque groupe :

$$H_{MT} = H_{MT1} + H_{MT2} \quad (\text{IV.18})$$

Pratiquement donc, ce couplage sera utilisé pour refouler un débit sensiblement constant et la somme des hauteurs. Cette construction est illustrée par la figure V-7.

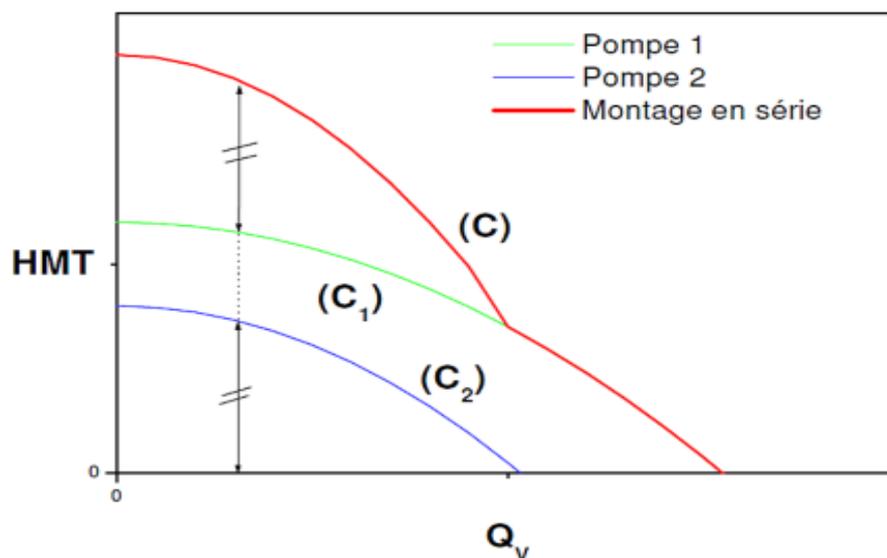


Figure IV. 7: Courbe caractéristique équivalente à deux pompes montées en série.

Ces deux pompes sont équivalentes à une seule pompe dont la courbe caractéristique (C) est obtenue en ajoutant, pour chaque débit Q_v , les HMT des deux pompes dont les courbes caractéristiques sont (C₁) et (C₂).

4.2. Couplage en parallèle

Dans ce cas, chaque refoulement individuel aboutit sur un collecteur général commun et, pour une hauteur d'élévation donnée, le débit de l'ensemble est égal à la somme des débits de chaque groupe.

$$Q_v = Q_{v1} + Q_{v2}$$

Ce couplage sera utilisé pour refouler la somme des débits à une hauteur constante.

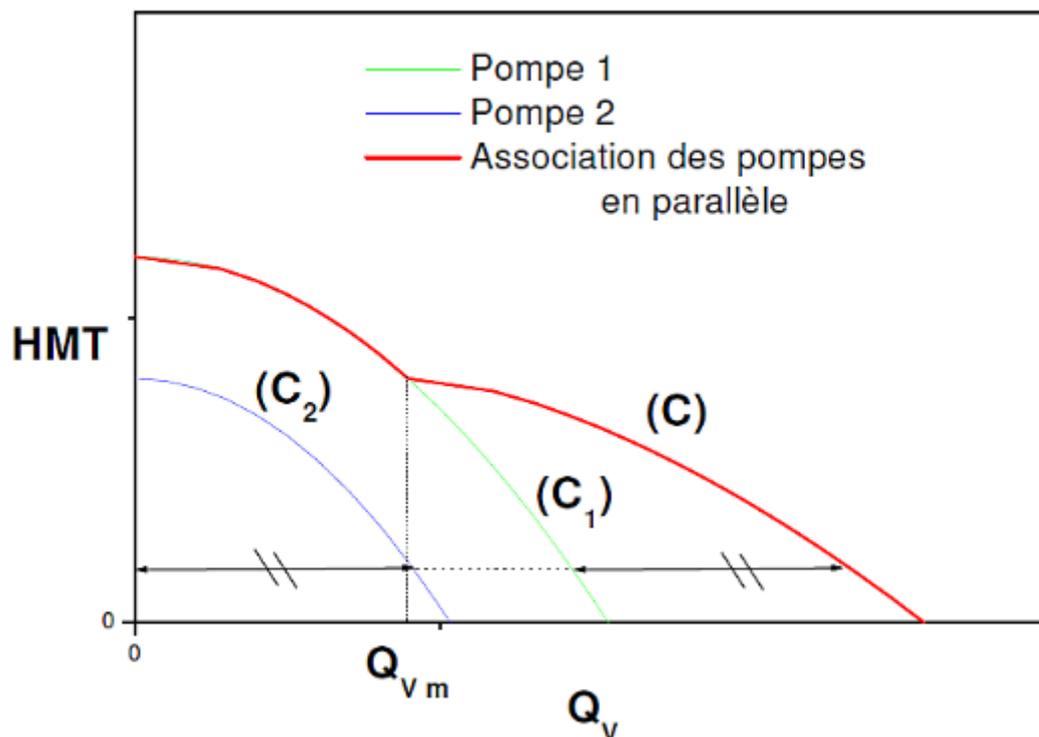


Figure IV. 8: Courbe caractéristique équivalente à deux pompes montées en parallèle

Ces deux pompes sont équivalentes à une seule pompe dont la caractéristique (C) s'obtient graphiquement à partir des caractéristiques (C₁) et (C₂) des pompes 1 et 2 en ajoutant, pour chaque valeur de HMT les débits correspondants.

5. Notions de cavitation et de NPSH

5.1. Cavitation

Lorsque dans un circuit hydraulique la pression descend au-dessous d'une certaine valeur, généralement voisine de la tension de vapeur du liquide, il se forme des bulles et des poches de vapeur et d'air qui, dans les zones de pression plus élevée, peuvent se reformer brutalement en occasionnant du bruit, des vibrations, une érosion des matériaux et une détérioration des caractéristique hydraulique : C'est le phénomène de cavitation, qui doit être soigneusement évité dans les installation que nous étudions, ce phénomène se produit préférentiellement à l'aspiration des pompes [10]

La baisse de pression qui le produit peut être due :

- A l'élévation géométrique au-dessus du niveau libre de l'eau à l'aspiration de la pompe.
- Aux pertes de charge dans la tuyauterie d'aspiration.
- A l'énergie cinétique de l'eau mise en mouvement, particulièrement importante dans la roue de la pompe.

5.1.1. Notion de NPSH

NPSH est l'abréviation de l'expression anglaise «Net-Positive-Suction-Head», encore appelée «Hauteur d'aspiration nette positive» ou «hauteur totale de pression de retenue».

Le NPSH est rattaché au phénomène de cavitation, de même que la hauteur d'élévation, le débit et la puissance absorbée, il représente pour une pompe une des données les plus importantes.

On distingue :

- le NPSH de l'installation (NPSHA ou $NPSH_{disp}$) : Le NPSH l'installation indique la pression disponible à l'aspiration de la pompe aux conditions de fonctionnement. On le nomme aussi NPSH disponible, il est donné par la formule ci-dessous :
Avec : $P_0/\rho g$: pression atmosphérique [m.CE], H_a : hauteur d'aspiration (m).
 J_a : perte de charge à l'aspiration [m.CE]. H_v : tension de vapeur [m.CE].
- et le **NPSH** de la pompe ($NPSH$, $NPSH_{néces}$ ou $NPSH_r$) : nommé aussi NPSH requis
Ou nécessaire se présente comme fonction du débit, il est indépendant de la température et du type de liquide pompé.

C'est le fabricant de la pompe qui fournit le NPSH sous forme de valeurs numériques ou d'une courbe.

En comparant simplement les deux valeurs $NPSH_d$ et $NPSH_r$, il est possible de déterminer si la pompe choisie pour l'installation concernée est adaptée ou non.

Pour que la pompe fonctionne sans cavitation doit avoir:

$$NPSH_d > NPSH_r \quad (IV.19)$$

Les zones de cavitation et de non cavitation sont illustrées par la Figure V-9 :

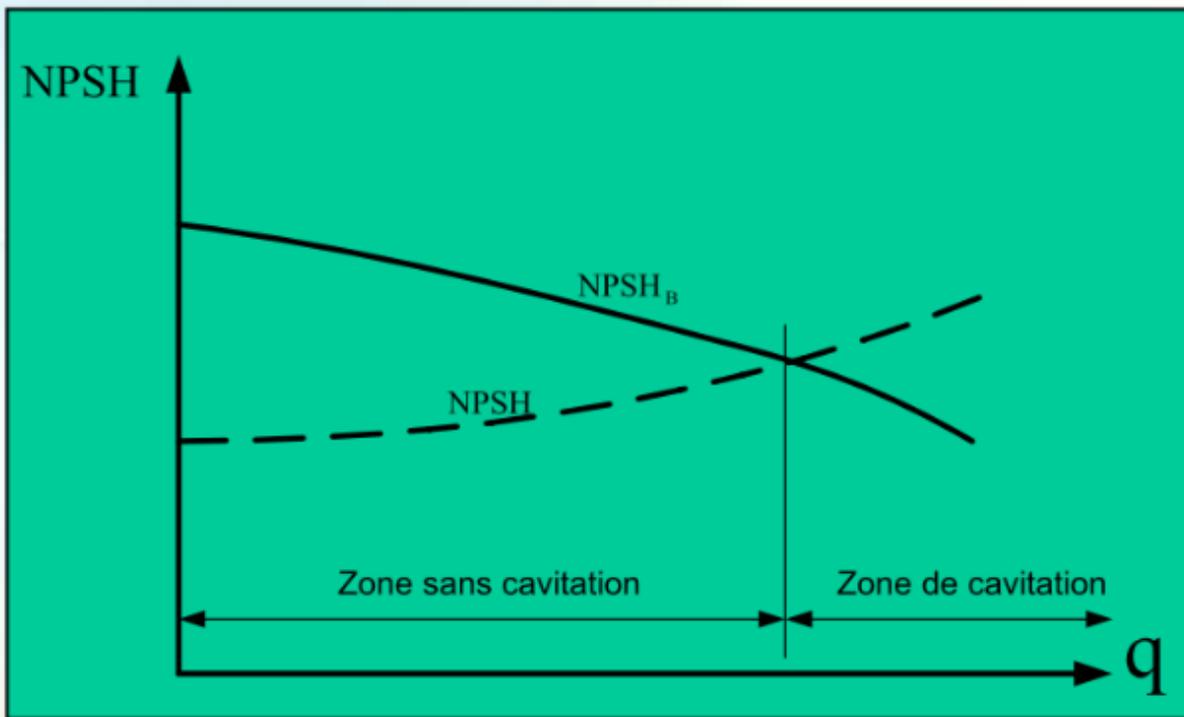


Figure IV. 9: zone de cavitation et de non cavitation

On représente ces différentes hauteurs sur la figure V-10.

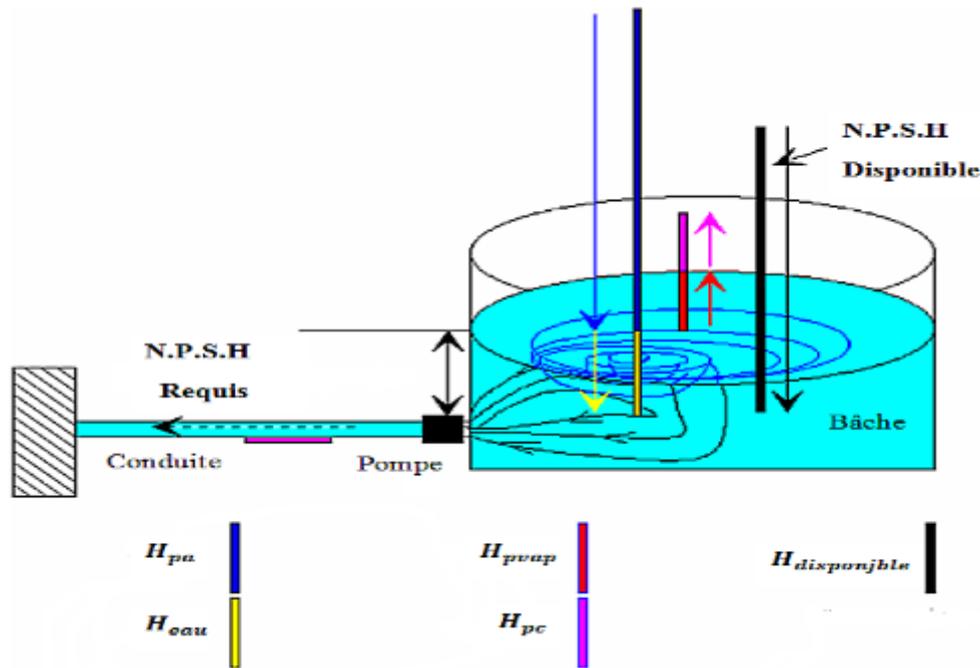


Figure IV. 10: notion de NPSH

5.2. Mode de prévention de la Cavitation :

Les moyens de prévenir la cavitation se divisent en trois groupes :

- Moyens constructifs,
- Indications d'installation et de fonctionnement,
- Utilisation de matériaux appropriés.

5.2.1. Moyens constructifs

Parmi les moyens constructifs les plus fréquemment employés, il faut citer :

- L'application d'une pompe avec roue à deux ouïes, de façon à réduire le débit de chacune des deux parties de la roue.
- Le recours à la pré-rotation de liquide dans le même sens que la rotation de la roue, ce qui diminue le danger de cavitation et augmente l'aptitude d'aspiration.
- L'emploi de roues avec ouïes de largeur accrue et courbure progressive du flasque avant
- L'application d'une roue sur-presseuse avant l'ouïe de la roue de la pompe centrifuge.

5.2.2. Indication d'installation et de fonctionnement

Les indications suivantes sont à noter :

- Installer la pompe de manière à ce que la hauteur géodésique d'aspiration soit la plus faible possible.
- Assurer une charge à l'aspiration convenable dans les pompes à liquide surchauffés.

5.2.3. Matériaux résistant à la cavitation

Plusieurs facteurs exercent une influence sur la résistance des matériaux à l'action destructrice de la cavitation :

- Composition chimique,
- Dureté,
- Mode fabrication (moulage, laminage, forgeage),
- Traitement thermique,
- Traitement mécanique,
- Fini de surface.

Les métaux exposés à la cavitation se comportent de la même manière que dans le cas de la corrosion. En particulier, les surfaces lisses résistent mieux que les rugueuses. Tous les défauts de surface accélèrent la destruction du matériau. Le durcissement superficiel augmente la résistance à la cavitation.

Les éléments de machines hydrauliques particulièrement exposés à l'action destructrice de la cavitation seront de préférence exécutés en matériaux tels que les bronzes, l'acier inoxydable avec addition de chrome et de nickel ou l'acier de moulage inoxydable avec les mêmes additions.

6. Equipements hydrauliques d'une station de pompage

6.1. Groupe d'aspiration

L'aspiration de chaque groupe comportera les accessoires suivants :

- Canalisation d'aspiration.
- Coude.
- Vanne de garde.
- Joint de démontage.

6.2. Groupe de refoulement

Le refoulement de chaque groupe comportera les accessoires suivants :

- Canalisation de refoulement,
- Vanne de contrôle et de non-retour ou clapet anti-retour,
- Vanne de garde,
- Joint de démontage.
- By-pass de démarrage : sera équipée d'un diaphragme pour créer une perte de charge équivalente à la hauteur géométrique de la canalisation de refoulement.

7. Les Conduites d'aspiration et de refoulement

Afin de protéger l'installation (station de pompage et conduites) on doit tenir compte des recommandations suivantes dans la conception des Conduites d'aspiration et de refoulement.

7.1. Conduites d'aspiration

Pour les tuyauteries d'aspiration [6] :

- Ne pas lésiner sur les dimensions de celle-ci et, lorsque cela est possible, mettre une tuyauterie d'aspiration par pompe, sauf peut-être dans les cas d'aspiration nettement en charge.
- Choisir une vitesse d'aspiration de 1 à 2 m/s et éliminer les points hauts en prévoyant une pente constante de 2 à 3 mm/m au minimum.
- Si la tuyauterie est en dépression, utiliser des raccords évitant toute entrée d'air (acier soudé, PVC collé), réduire le nombre de brides, éviter les raccords vissés ou alors les prendre du type « pétrole ».
- Il est possible que la tuyauterie d'aspiration soit soumise à la pression du refoulement par suite d'une fuite ou d'un by-pass du clapet de non-retour ; au besoin, protéger cette tuyauterie par une soupape de sûreté noyée sous le plan d'eau ;

7.2. Conduites de refoulement

Pour les tuyauteries de refoulement [6] :

- Prendre la précaution de mettre des événements aux points hauts – s'ils ne peuvent être évités – et de placer des vidanges aux points bas.
- Sur des pompes opérant en parallèle, on peut relier les tuyauteries de refoulement à un collecteur commun. Les diamètres permettront une vitesse de refoulement de 1 à 2 m/s.

Chapitre V

Calcul de station de pompage

1. Conception de la Station de pompage SP Oued Seguin

1.1. Situation

La station de pompage d'Oued Seguin dans notre projet est implantée par rapport au système de transfert sur la rive Sud de la retenue d'Oued Athmania. Elle assure le prélèvement de l'eau à partir du fond de la retenue et permet son refoulement à un débit de 8,36 m³/s à une altitude de 698,27 NGA.

1.2. Etude des variantes

Le volume horaire a transporté est très important, on a décidé alors de mettre plusieurs variantes de pompage (couplage en parallèle) dans notre station pour avoir un débit globale égale à 8,36 m³/s afin de choisi le meilleur nombre des pompes; Les pompes des stations sont mises en charge.

1.2.1. La variante 1e de quatre pompes (04)

Dans cette variante en utilise quatre (04) pompes en parallèles pour un débit de projet $Q = 8,36 \text{ m}^3/\text{s}$. Cette valeur sera divisé par le nombre de pompes ce qui signifie un débit de $2,09 \text{ m}^3/\text{s}$ pour chaque pompe.

a) Courbe caractéristique de la conduite

L'équation de la courbe caractéristique de la conduite s'écrit :

$$H_c = H_g + RQ^2$$

$$H_g = 152,23 \text{ m}$$

$$R = 1,2 * \frac{8\lambda L}{g\pi^2 D^5}$$

$$R = 1,2 * \frac{8*0,013*22343}{9,81*3,14^2*2,4^5}$$

$$R = 0,167 \text{ m}^{-5} \text{ s}^2$$

L'équation de la courbe caractéristique de la conduite devient :

$$H_c = 152,23 + 0,167 * Q^2$$

b) Vitesse spécifique

Pour un débit $Q = 2,09 \text{ m}^3/\text{s}$ et une HMT = 163,91 m, en calcule la vitesse spécifique pour une vitesse de rotation $N = 747 \text{ rpm}$

$$N_{sQ} = N * \frac{\sqrt{Q_n}}{(H_n)^{3/4}}$$

$$N_{sQ} = 747 * \frac{\sqrt{2,09}}{(163,91)^{3/4}}$$

$$N_{sQ} = 23,57 \text{ rpm}$$

D'après la vitesse spécifique en déduit que la pompe est mixte. Par l'utilisation du logiciel KSB,

c) Point de fonctionnement

Le point de fonctionnement de la station SP Oued Seguin est donné dans la figure VI-1.

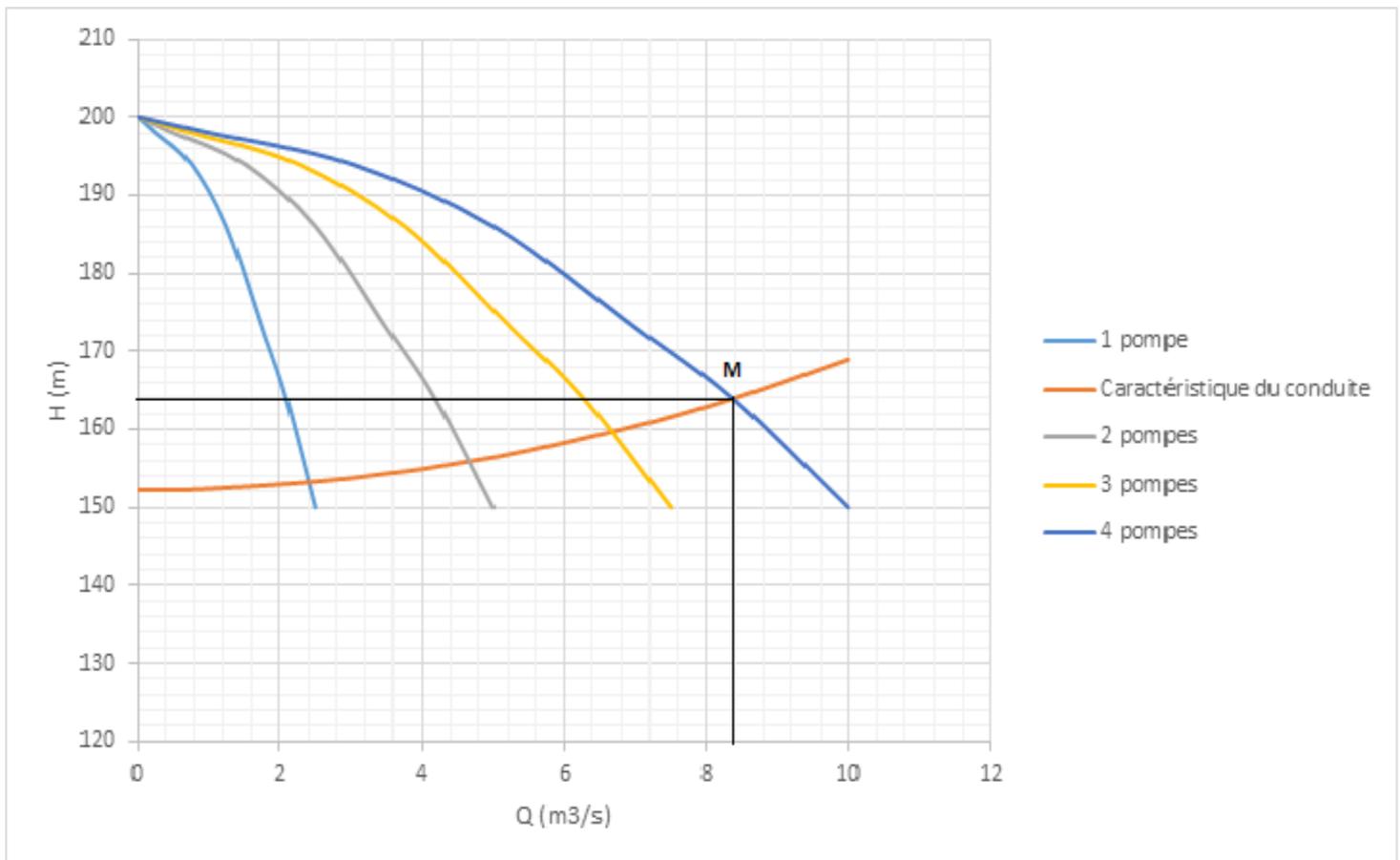


Figure V. 1: Point de fonctionnement de la station SP Oued Seguin.

Le point de fonctionnement M de la station de pompage SP Oued Seguin est de :

$$\begin{cases} H = 163,91 \text{ m} \\ Q = 8,36 \text{ m}^3/\text{s} \end{cases}$$

d) Calcul de NPSH

On calcul la hauteur d'aspiration H_a pour la condition non cavitation:

$$\text{Donc : } NPSH_d > NPSH_r \rightarrow \text{pas de cavitation}$$

$$NPSH_d = \frac{p_a}{\rho g} - (-H_a + l_a + \frac{p_v}{\rho g}) > NPSH_r$$

$$NPSH_d = 10,02 - (-H_a + 0,1 + 0,24) > 7,04$$

$$H_a > -2,64 \text{ (Le moins c'est un signe de sens)}$$

$$H_a > 2,64$$

$$H_a = 3 \text{ m}$$

On calcul $NPSH_d$:

$$NPSH_d = 10,02 - (-3 + 0,1 + 0,24)$$

$$NPSH_d = 12,68 \text{ m}$$

1.2.2. La variante 2 de cinq pompes (05)

Dans cette variante en utilise cinq (05) pompes en parallèles pour un débit de projet $Q = 8,36 \text{ m}^3/\text{s}$. Cette valeur sera divisé par le nombre de pompes ce qui signifie un débit de $1,67 \text{ m}^3/\text{s}$ pour chaque pompe.

a) Courbe caractéristique de la conduite

L'équation de la courbe caractéristique de la conduite reste la même par rapport la variante 1 et s'écrit :

$$H_c = 152,23 + 0,167 * Q^2$$

b) vitesse spécifique

Pour un débit $Q = 1,67 \text{ m}^3/\text{s}$ et une HMT = 163,91 m, en calcule la vitesse spécifique pour une vitesse de rotation $N = 747 \text{ rpm}$

$$N_{sQ} = N * \frac{\sqrt{Q_n}}{(H_n)^{3/4}}$$

$$N_{sQ} = 747 * \frac{\sqrt{1,67}}{(163,91)^{3/4}}$$

$$N_{sQ} = 21,07 \text{ rpm}$$

D'après la vitesse spécifique en déduit que la pompe est mixte. Par l'utilisation du logiciel KSB,

c) Point de fonctionnement

Le point de fonctionnement de la station SP Oued Seguin est donné dans la figure suivante

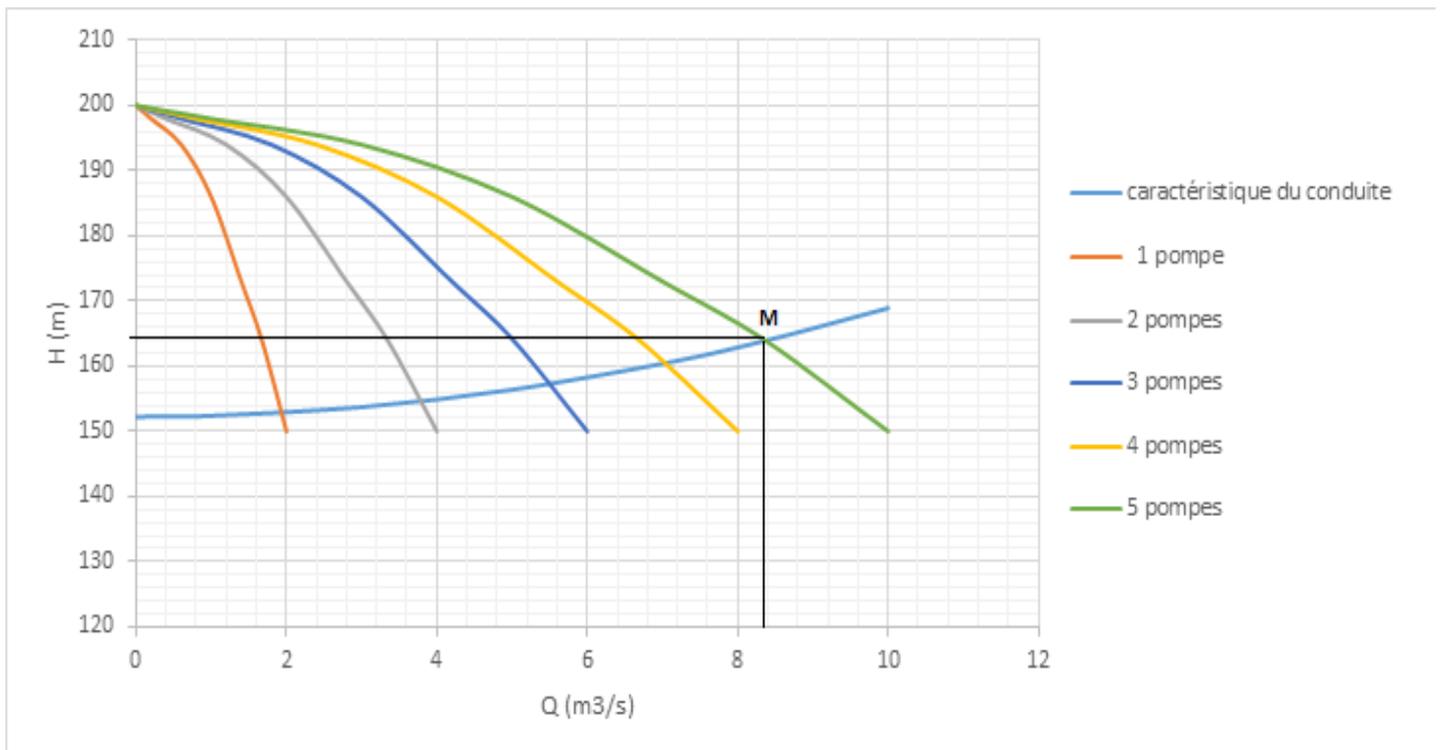


Figure V. 2: Point de fonctionnement de la station SP Oued Seguin.

Le point de fonctionnement M de la station de pompage SP Oued Seguin est de :

$$\begin{cases} H = 163,91 \text{ m} \\ Q = 8,36 \text{ m}^3/\text{s} \end{cases}$$

d) Calcul de NPSH

On calcul la hauteur d'aspiration H_a pour la condition non cavitation:

$$\text{Donc : } NPSH_d > NPSH_r \quad \rightarrow \quad \text{pas de cavitation}$$

$$NPSH_d = \frac{p_0}{\rho g} - (-H_a + l_a + \frac{p_v}{\rho g}) > NPSH_r$$

$$NPSH_d = 10,02 - (-H_a + 0,1 + 0,24) > 5,23$$

$$H_a > -4,45 \text{ (Le moins c'est un signe de sens)}$$

$$H_a > 4,45$$

$$H_a = 5 \text{ m}$$

On calcul $NPSH_d$:

$$NPSH_d = 10,02 - (-5 + 0,1 + 0,24)$$

$$NPSH_d = 14,68 \text{ m}$$

1.2.3. La variante 2 de six pompes (06)

Dans cette variante on utilise six (06) pompes en parallèles pour un débit de projet $Q = 8,36 \text{ m}^3/\text{s}$. Cette valeur sera divisée par le nombre de pompes ce qui signifie un débit de $1,39 \text{ m}^3/\text{s}$ pour chaque pompe.

a) Courbe caractéristique de la conduite

L'équation de la courbe caractéristique de la conduite reste la même par rapport la variante 1 et s'écrit :

$$H_c = 152,23 + 0,167 * Q^2$$

b) vitesse spécifique

Pour un débit $Q = 1,39 \text{ m}^3/\text{s}$ et une HMT = 163,91 m, on calcule la vitesse spécifique pour une vitesse de rotation $N = 747 \text{ rpm}$

$$N_{sQ} = N * \frac{\sqrt{Q_n}}{(H_n)^{3/4}}$$

$$N_{sQ} = 993 * \frac{\sqrt{1,39}}{(163,91)^{3/4}}$$

$$N_{sQ} = 25,58 \text{ rpm}$$

D'après la vitesse spécifique on déduit que la pompe est mixte. Par l'utilisation du logiciel KSB,

c) Point de fonctionnement

Le point de fonctionnement de la station SP1 est donné dans la figure V-3.

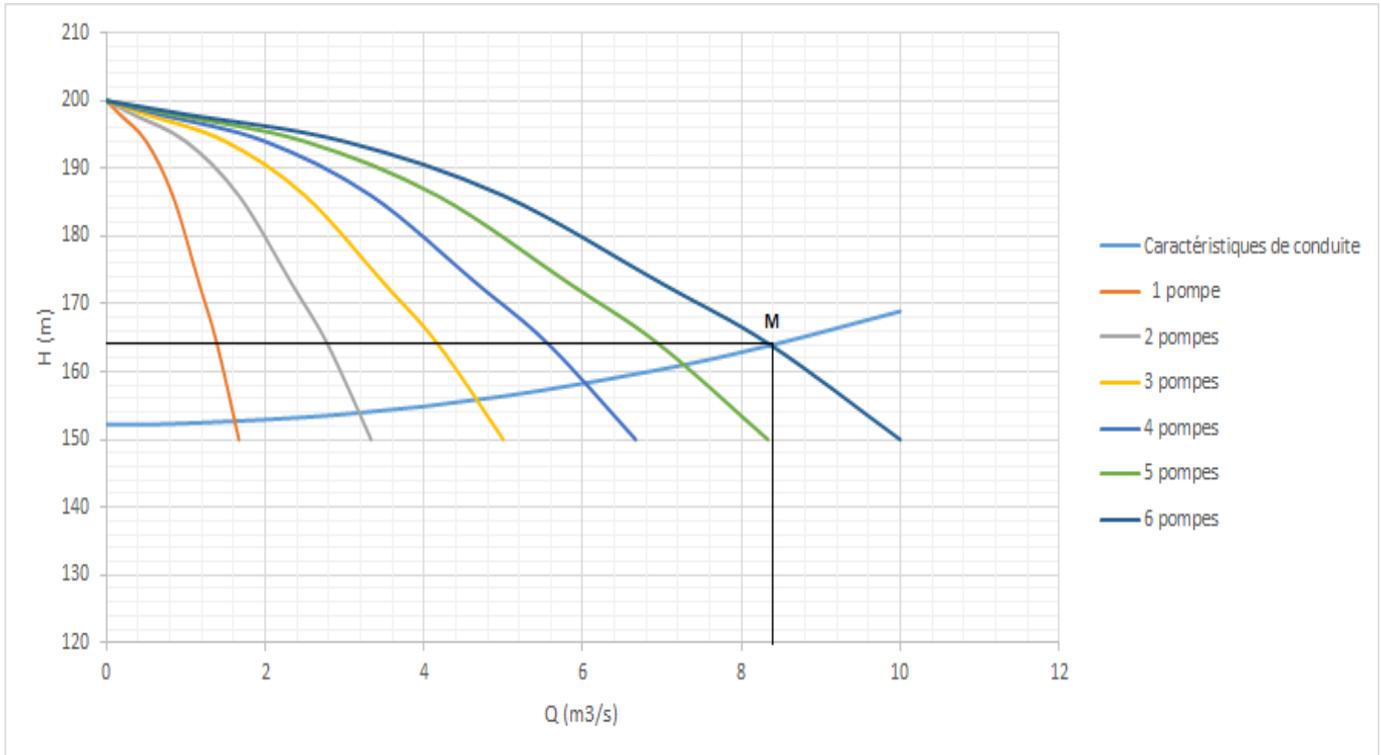


Figure V. 3: Point de fonctionnement de la station SP Oued Seguin.

Le point de fonctionnement M de la station de pompage SP Oued Seguin est de :

$$\begin{cases} H = 163,91 \text{ m} \\ Q = 8,36 \text{ m}^3/\text{s} \end{cases}$$

d) Calcul de NPSH

On calcul la hauteur d'aspiration H_a pour la condition non cavitation:

$$\text{Donc : } NPSH_d > NPSH_r \rightarrow \text{pas de cavitation}$$

$$NPSH_d = \frac{P_0}{\rho g} - (-H_a + l_a + \frac{P_v}{\rho g}) > NPSH_r$$

$$NPSH_d = 10,02 - (-H_a + 0,1 + 0,24) > 6,39$$

$$H_a > -3,29 \text{ (Le moins c'est un signe de sens)}$$

$$H_a > 3,29$$

$$H_a = 4 \text{ m}$$

On calcul $NPSH_d$:

$$NPSH_d = 10,02 - (-4 + 0,1 + 0,24)$$

$$NPSH_d = 13,68 \text{ m}$$

2. Comparaison des variantes

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau suivant :

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

| n | Q (m ³ /s) | HMT (m) | type de pompe | rendement (%) | vitesse (tr/min) | Pabs (Kw) | NPSHr (m) | Roue (mm) | Ns |
|---|-----------------------|---------|---------------|---------------|------------------|-----------|-----------|-----------|-------|
| 1 | 8,36 | 163,91 | - | - | - | - | - | - | - |
| 4 | 2,09 | 163,91 | 700-980A | 84,8 | 747 | 998,71 | 7,04 | 1012 | 23,57 |
| 5 | 1,67 | 163,91 | 700-980A | 88,9 | 747 | 821,88 | 5,23 | 909 | 21,09 |
| 6 | 1,39 | 163,91 | 600-980A | 89,4 | 993 | 664,22 | 6,39 | 691,1 | 25,59 |

A partir du tableau, on déduit que la variante de cinq (05) pompes est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et diamètre de la roue.

Cette station assurera la prise d'eau dans la retenue d'Oued Athmania grâce à 6 groupes électropompes identiques, dont un en secours, débitant chacun 1.67 m³/s.

Dans les stations de pompages suivantes en étudier la variante de six (06) pompes identique assemblées en parallèles, dont une de secours, Pour avoir un débit de 8,36 m³/s. donc, Pour arriver à un débit de 16,73 m³/s il nous faut 12 pompes identique assemblées en parallèle, dont Deux de secours.

3. Station de Pompage Ain Kercha

3.1. Situation

La station de pompage d'Ain Kercha est implantée par rapport au système de transfert entre la ville d'Ain Mila et Ain kercha. Elle assure le prélèvement de l'eau et son refoulement à un débit de 3,55 m³/s pour le Barrage d'Ourkiss et 4,88 m³/s pour la retenue de Koudiet Medouar à une altitude de 780 NGA.

3.2. Station de pompage d'Ain Kercha -- le barrage Ourkiss

Dans cette variante en utilise cinq (05) pompes dont deux sont en série et 3 en parallèle en parallèles pour un débit de projet Q = 3,35 m³/s. Cette valeur sera divisé par le nombre de pompes ce qui signifie un débit de 0,67 m³/s pour chaque pompe.

a) Courbe caractéristique de la conduite

L'équation de la courbe caractéristique de la conduite s'écrit :

$$H_c = H_g + RQ^2$$

$$H_g = 200 \text{ m}$$

$$R = 1,2 * \frac{8\lambda L}{g\pi^2 D^5}$$

$$R = 1,2 * \frac{8 * 0,013 * 28149}{9,81 * 3,14^2 * 2^5}$$

$$R = 3,26 \text{ m}^{-5} \text{ s}^2$$

L'équation de la courbe caractéristique de la conduite devient :

$$H_c = 200 + 3,26 * Q^2$$

b) Vitesse spécifique

Pour un débit $Q = 0,67 \text{ m}^3/\text{s}$ et une HMT = 206,5 m, en calcule la vitesse spécifique pour une vitesse de rotation $N = 747 \text{ rpm}$

$$N_{sQ} = N * \frac{\sqrt{Q_n}}{(H_n)^{3/4}}$$

$$N_{sQ} = 747 * \frac{\sqrt{0,67}}{(206,5)^{3/4}}$$

$$N_{sQ} = 11,22 \text{ rpm}$$

D'après la vitesse spécifique en déduit que la pompe est mixte. Par l'utilisation du logiciel KSB,

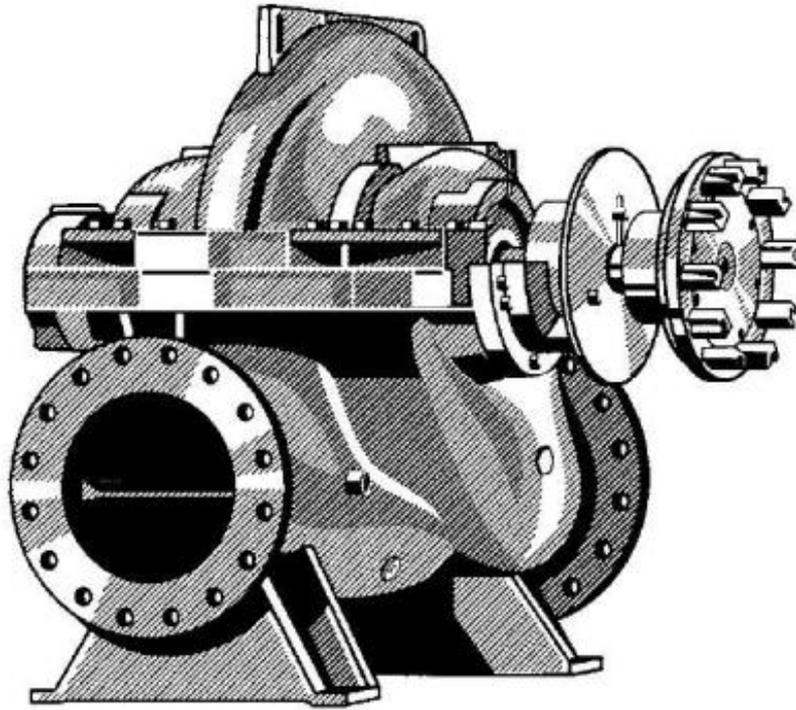


Figure V. 4: Représentation d'une pompe KSB double œillard RDLP

c) Point de fonctionnement

Le point de fonctionnement de la station SP Ain Kercha est donné dans la figure V-5.

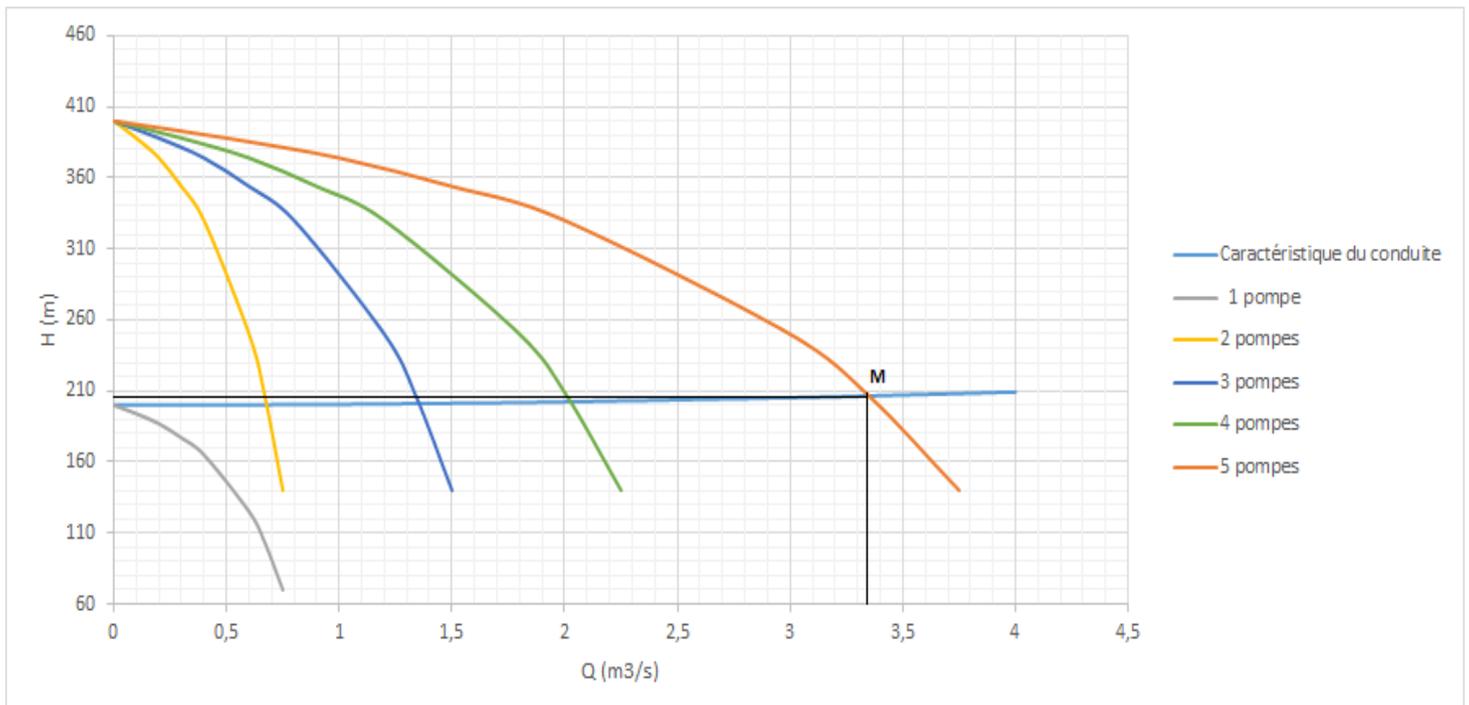


Figure V. 5: Point de fonctionnement de la station SP Ain Kercha.

Le point de fonctionnement M de la station de pompage SP Oued Seguin est de :

$$\begin{cases} H = 206,5 \text{ m} \\ Q = 3,55 \text{ m}^3/\text{s} \end{cases}$$

d) Calcul de NPSH

On calcul la hauteur d'aspiration H_a pour la condition non cavitation:

$$\text{Donc : } NPSH_d > NPSH_r \rightarrow \text{pas de cavitation}$$

$$NPSH_d = \frac{P_a}{\rho g} - (-H_a + l_a + \frac{P_v}{\rho g}) > NPSH_r$$

$$NPSH_d = 10,02 - (-H_a + 0,1 + 0,24) > 5,23$$

$$H_a > -4,45 \text{ (Le moins c'est un signe de sens)}$$

$$H_a > 4,45$$

$$H_a = 5 \text{ m}$$

On calcul $NPSH_d$:

$$NPSH_d = 10,02 - (-5 + 0,1 + 0,24)$$

$$NPSH_d = 14,68 \text{ m}$$

3.3. Station de pompage d'Ain Kercha vers le barrage Koudiet Medouar

Dans cette variante en utilise cinq (05) pompes dont deux sont en série et 3 en parallèle en parallèles pour un débit de projet $Q = 9,76 \text{ m}^3/\text{s}$. Cette valeur sera divisé par le nombre de pompes ce qui signifie un débit de $1,952 \text{ m}^3/\text{s}$ pour chaque pompe.

a) Courbe caractéristique de la conduite

L'équation de la courbe caractéristique de la conduite s'écrit :

$$H_c = H_g + RQ^2$$

$$H_g = 226,9 \text{ m}$$

$$R = 1,2 * \frac{8\lambda L}{g\pi^2 D^5}$$

$$R = 1,2 * \frac{8 * 0,013 * 54739}{9,81 * 3,14^2 * 2^5}$$

$$R = 2,207 \text{ m}^{-5}\text{s}^2$$

L'équation de la courbe caractéristique de la conduite devient :

$$H_c = 226,9 + 2,207 * Q^2$$

b) Vitesse spécifique

Pour un débit $Q = 1,95 \text{ m}^3/\text{s}$ et une HMT = 252,6 m, en calcule la vitesse spécifique pour une vitesse de rotation $N = 747 \text{ rpm}$

$$N_{sQ} = N * \frac{\sqrt{Q_n}}{(H_n)^{3/4}}$$

$$N_{sQ} = 747 * \frac{\sqrt{1,952}}{(252,5)^{3/4}}$$

$$N_{sQ} = 16,47 \text{ rpm}$$

D'après la vitesse spécifique en déduit que la pompe est mixte. Par l'utilisation du logiciel KSB,

c) Point de fonctionnement

Le point de fonctionnement de la station SP Ain Kercha est donné dans la figure VI-6.

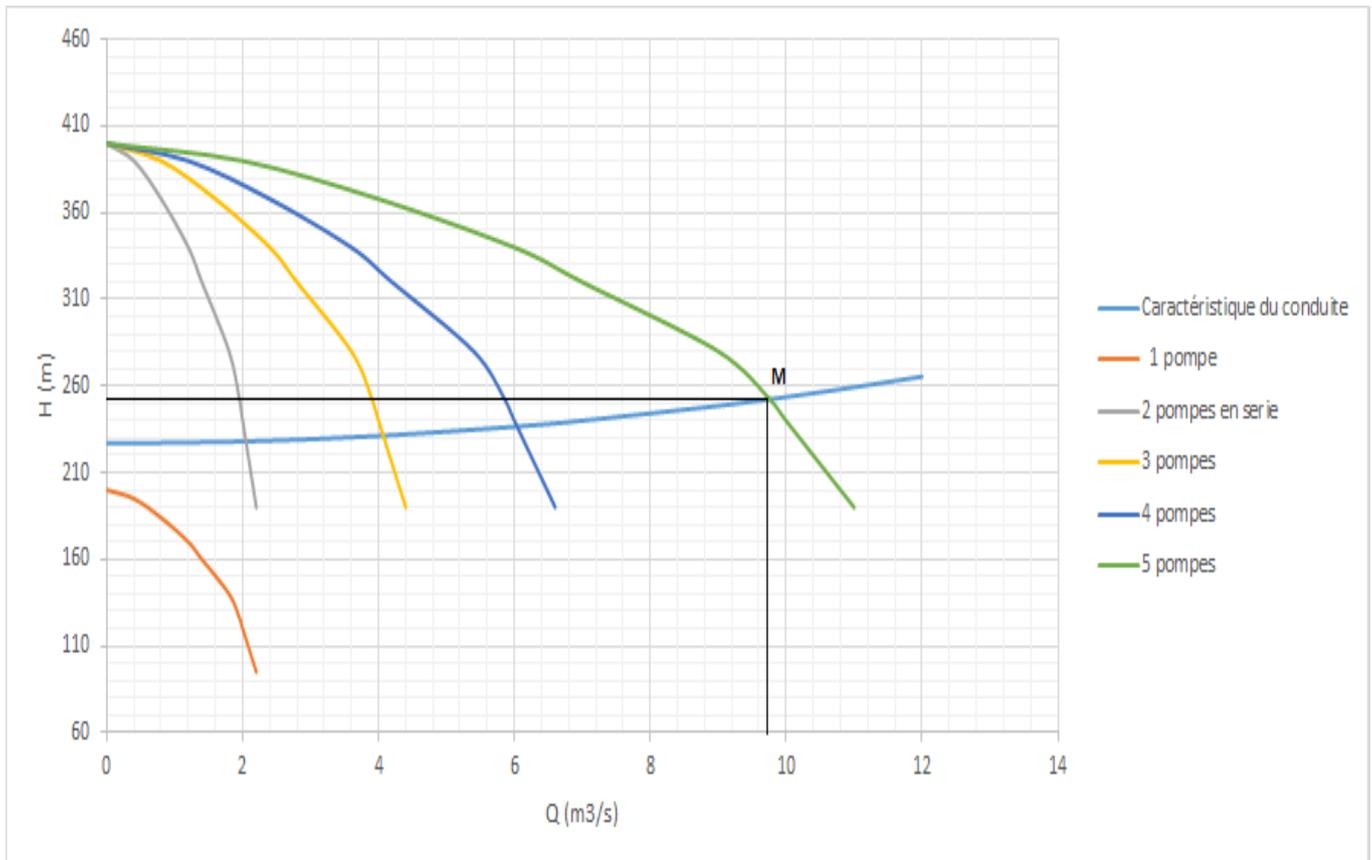


Figure V. 6: Point de fonctionnement de la station SP Ain Kercha.

Le point de fonctionnement M de la station de pompage SP Oued Seguin est de :

$$\begin{cases} H = 252,5 \text{ m} \\ Q = 9,76 \text{ m}^3/\text{s} \end{cases}$$

d) Calcul de NPSH

On calcul la hauteur d'aspiration H_a pour la condition non cavitation:

$$\text{Donc : } \mathbf{NPSH_d} > \mathbf{NPSH_r} \quad \rightarrow \quad \mathbf{pas\ de\ cavitation}$$

$$\mathbf{NPSH_d} = \frac{P_a}{\rho g} - (-H_a + l_a + \frac{P_v}{\rho g}) > \mathbf{NPSH_r}$$

$$\mathbf{NPSH_d} = 10,02 - (-H_a + 0,1 + 0,24) > 5,23$$

$$\mathbf{H_a} > -4,45 \text{ (Le moins c'est un signe de sens)}$$

$$\mathbf{H_a} > 4,45$$

$$\mathbf{H_a} = 5 \text{ m}$$

On calcul $NPSH_d$:

$$\mathbf{NPSH_d} = 10,02 - (-5 + 0,1 + 0,24)$$

$$\mathbf{NPSH_d} = 14,68 \text{ m}$$

4. Conclusion

Tout au long de ce chapitre, nous avons énoncé les principes fondamentaux pour la bonne conception des stations de pompage et détaillé les composants hydrauliques nécessaires à leur exploitation.

Par la suite, un choix de groupes de pompage a été établi pour les quatre (04) stations de pompage du projet assurant un fonctionnement du transfert.

Chaque station de pompage sera constituée de six (06) pompes identiques de type KSB RDLO et RDLP ou équivalent, dont une de secours assurant un débit entre 0,71 m³/s jusqu'à 2,09 m³/s pour une hauteur manométrique totale entre 150 et 300 mCE. L'assemblage en parallèle et en série permet de concevoir des stations de pompage pouvant assurer le fonctionnement du transfert même en cas d'arrêt de plusieurs groupes.

Chapitre VI

Protection des conduites contre la corrosion et coup de bélier

1. Introduction

Au cours de l'exploitation du transfert, 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, toutefois nous citerons quelques types de corrosion avec leur remède respectif.

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

Le fonctionnement en régime transitoire des installations hydrauliques peut provoquer des ruptures de conduites et des détériorations importantes des organes traversés. Les origines possibles des perturbations induisant ces phénomènes transitoires sont diverses, elles peuvent résulter d'une action externe, interne et même sans aucune action sur les organes installés [12].

2. Protection des conduites contre la corrosion

2.1. Définition

La corrosion, du latin « corrodere », signifie ronger, attaquer. C'est une destruction non voulue des métaux sous l'action de milieux corrosifs (agents atmosphériques ou réactifs chimiques). Après attaque, les métaux ont tendance à retourner à leur état primitif d'oxyde, sulfure, carbonate etc., plus stable par rapport au milieu considéré et ainsi à subir une détérioration de leurs propriétés.



Figure VI. 1: Formation de la corrosion

2.2. Différents processus de la corrosion

Les causes de la corrosion sont multiples et complexes et elles résultent d'interactions chimiques et /ou physiques entre le matériau et son environnement. En général on peut résumer les différents processus de la corrosion comme ci-dessous :

- Corrosion chimique (sèche).
- Corrosion électrochimique (humide).
- Corrosion biochimique.
- Corrosion accompagnée d'érosion (mécanique).

2.3. Les facteurs de la corrosion

Les phénomènes de corrosion dépendent de plusieurs facteurs qui peuvent être classés en quatre groupes principaux tels que les :

- facteurs définissant les modes d'attaque (1),
- facteurs métallurgiques (2),
- facteurs définissant les conditions d'emploi (3),
- facteurs dépendant du temps (4).

Tous ces facteurs sont représentés sur le tableau VI.1 :

Tableau VI. 1: Les différents facteurs de la corrosion

| Facteur 1 | Facteur 2 | Facteur 3 | Facteur 3 |
|---|---|---|---|
| <ul style="list-style-type: none"> • Concentration du réactif • Teneur en oxygène • pH du milieu • additions d'inhibiteurs • température • pression | <ul style="list-style-type: none"> • composition de l'alliage • procédé d'élaboration • impuretés • traitements thermique • traitements mécanique • addition protectrices | <ul style="list-style-type: none"> • état de surface • forme des pièces • sollicitations mécaniques • emploi d'inhibiteurs • procédés d'assemblage | <ul style="list-style-type: none"> • vieillissement • tensions mécanique • température • modification des revêtements protecteurs |

2.4. Moyens de protection contre la corrosion

La protection contre la corrosion a pour but de garantir une certaine durée de vie à un matériau pour un coût minimal. Les méthodes essentielles de protection de prévention contre la corrosion sont les suivantes :

- Prévention par une forme adaptée des pièces.
- Prévention par un choix judicieux des matériaux.
- Protection par revêtements.
- Protection par inhibiteurs de corrosion.
- Protection électrochimique.

Dans notre projet, en complément de la protection par le revêtement extérieur de la canalisation, sera mise en place une protection cathodique protégeant l'ensemble de la canalisation. Cette protection est nécessaire afin de détecter dans le temps, une blessure éventuelle et accidentelle du revêtement extérieur et d'y remédier.

Le principe de la protection cathodique consiste à abaisser la tension métal-milieu de manière à l'emmener dans sa zone d'immunité. Par convention, le courant circule du positif (+) vers le négatif (-), par conséquent le métal est protégé si le courant entre dans la structure en provenance de l'électrolyte

3. Protection des conduites contre le coup de bélier

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire dont les causes les plus fréquentes sont les suivantes [3]:

- arrêt brutal, par disjonction inopinée, d'un ou de plusieurs groupes électropompes alimentant une conduite de refoulement débitant sur un réservoir, démarrage d'une pompe
- fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement ou d'un robinet d'obturation placé en bout d'une conduite d'adduction

Les conduites d'adductions doivent être sécurisées contre le phénomène transitoire dont la brutalité est susceptible d'entraîner l'éclatement des conduites et l'endommagement des installations. Il est donc important d'envisager des moyens de protection afin de limiter les effets du coup de bélier.

3.1. L'origine du phénomène [17]

Lorsque l'on modifie brutalement la vitesse d'un fluide en écoulement dans une canalisation, il se produit un violent changement de pression. Ce phénomène transitoire, appelé coup de bélier, apparaît généralement lors d'une intervention sur un appareil appartenant au réseau (pompes, vannes ...). Des ondes de surpression et de dépression se propagent le long de la canalisation à une vitesse « a » appelée célérité de l'onde.

3.2. Causes fréquentes du coup de bélier

En ingénierie d'hydraulique, les causes fréquentes occasionnant des coups de bélier sont [3]:

- L'ouverture ou la fermeture des vannes dans les conduites gravitaires en charge.
- la mise en marche ou l'arrêt des pompes sur des conduites de refoulement.
- vidange ou remplissage inadéquat de la conduite en charge.
- implosion des poches d'air suite à une cavitation.
- modification de la vitesse angulaire d'une pompe.

- coupure électrique inopinée dans une station de pompage qui est la cause la plus fréquente du coup de bélier en hydraulique urbaine.
- la mise en marche ou la modification de l'opération d'une turbine.
- variation d'un plan d'eau relié à un réseau en charge.
- vibration des accessoires de contrôle comme les vannes.

Cette liste est loin d'être exhaustive, et beaucoup d'autres situations complexes engendrent ce phénomène.

3.3. Les conséquences de phénomène

Les surpressions peuvent entraîner dans des cas critiques la rupture de certaines canalisations ne présentant pas de coefficient de sécurité suffisants. Les dépressions peuvent créer des poches de cavitation dangereuses pour les canalisations et pour les appareils de robinetterie.

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

a) Risques de Surpression

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par une pression importante qui se produit 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) Pression négative

C'est une conséquence du coup de bélier suite à une dépression provoquée par l'arrêt brusque d'une pompe ou d'une ouverture instantanée d'une vanne de sectionnement, si cette pression devient inférieure à 10 mCE, il se produit une poche de cavitation provoquant l'implosion de la conduite, aspiration des joints.

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

c) Fatigue de la canalisation

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

3.4. Protections anti bélier

Les protections à mettre en œuvre pour limiter un coup de bélier à une valeur admissible sont diverses et adaptées à chaque cas.

Elles agissent soit ralentissant la modification de la vitesse du fluide, soit en limitant la surpression par rapport à la dépression.

L'utilisateur doit déterminer l'enveloppe de surpression et de dépression créé par le coup de bélier, et juger, d'après le profil de la canalisation, du type de protection à adopter :

- Les réservoirs d'air avec ou sans clapet percés,
- Volant d'inertie sur pompe qui intervient dans la protection contre les dépressions.
- Les soupapes de décharge qui interviennent dans la protection contre les surpressions.
Cheminée d'équilibre, Aspiration auxiliaire

d) Réservoirs d'air

Le réservoir d'air est une réserve d'eau qui se vide pour combler les dépressions et grossit pour absorber les surpressions, c'est le procédé le répondu pour la protection de stations de pompage dans une gamme de débit de quelques litres par seconde et des gammes de pression de quelques mètres à quelques centaines de mètres, c'est un dispositif simple, relativement peu onéreux.

Le réservoir anti-bélier est d'utilisation courante, il a deux fonctions :

- Limiter la surpression (perte de charge contrôlée par un clapet).
- Eviter la cavitation (vidange du ballon).

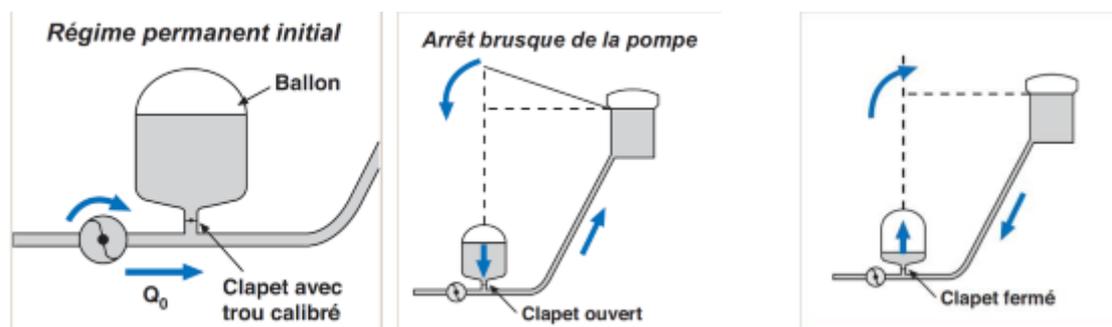


Figure VI. 2: Réservoir anti bélier.

En cas d'arrêt brusque d'une pompe, la dépression est compensée par un débit fourni par la vidange du ballon.

Lors de l'inversion du flux d'eau, l'énergie de masse d'eau est transformée en pertes de charge par remplissage du ballon à travers le clapet calibré.

e) Volants d'inertie

Le volant d'inertie est un des moyens qui permettent de prolonger artificiellement l'alimentation d'une conduite après disjonction du groupe de pompage. Etant calé sur l'arbre du groupe, il restitue en cas l'énergie qu'il a accumulée et augmente le temps d'arrêt de la pompe. Ce dispositif ne peut être envisagé valablement que pour des conduites dont la longueur « L » n'excède pas quelques centaines de mètres (le temps d'arrêt de la pompe doit être significatif vis-à-vis du temps d'aller et retour d'onde $2L/C$ et au moins supérieur à ce temps).

f) Soupapes anti-bélier

En plus des réservoirs anti-bélier, la station de pompage sera équipée de soupapes anti-bélier capables d'évacuer le débit de retour en cas de défaillance de l'anti-bélier. Le nombre de soupapes sera déterminé au stade des études d'exécution en fonction du débit évacué par soupape et du débit de l'onde de retour. En sus du nombre déterminé, il sera prévu une soupape de secours afin de ne pas perturber le fonctionnement de station au cas où une soupape serait à l'entretien la figure (VI.3) montre le jet d'eau éjecté par une soupape de décharge.

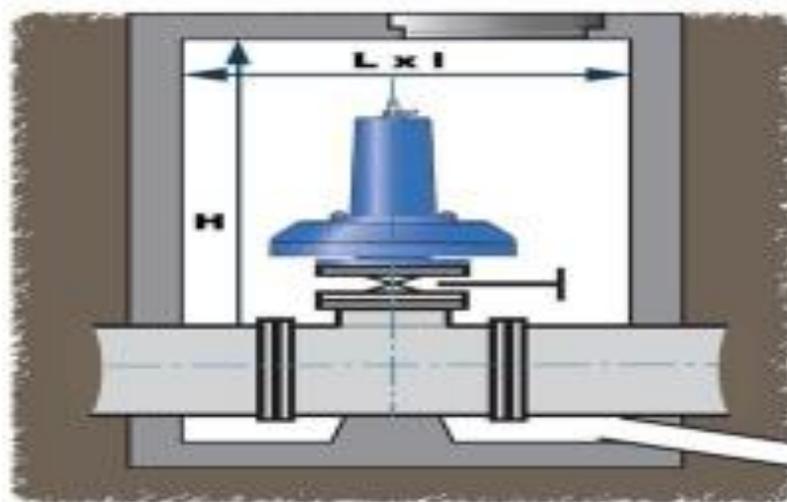


Figure VI. 3: Soupape de décharge



Figure VI. 4: Jet d'eau par une soupape

g) Cheminée d'équilibre [4]

Si l'aménagement est susceptible de générer des coups de bélier, un dispositif pour réduire ses effets doit être étudié. Le dispositif le plus simple est la cheminée d'équilibre, qui peut schématiquement être considérée comme un grand tube connecté au niveau de sa base à la conduite forcée et ouvert à l'atmosphère. L'action fondamentale d'une cheminée est de réduire la longueur de la colonne d'eau en plaçant une surface d'eau libre plus proche de la turbine. Quelque hauteur considère que la cheminée d'équilibre n'est pas nécessaire si la longueur de la conduite est inférieure à 5 fois la dénivellation (figure VI-5).



Figure VI. 5: Cheminée d'équilibre d'un circuit d'irrigation.

h) Clapet by-pass

Un by-pass est une conduite équipée d'un clapet dans le sens amont qui court -circuite une pompe, un by-pass est placé entre l'aspiration et le refoulement de la pompe, il est muni d'un clapet fermé lorsque la pompe fonctionne normalement.

Au moment d'un arrêt brusque de la pompe, la dépression dans la conduite provoque l'ouverture du clapet et se trouve ainsi imitée à la pression existant à l'aspiration figure (VI.6).

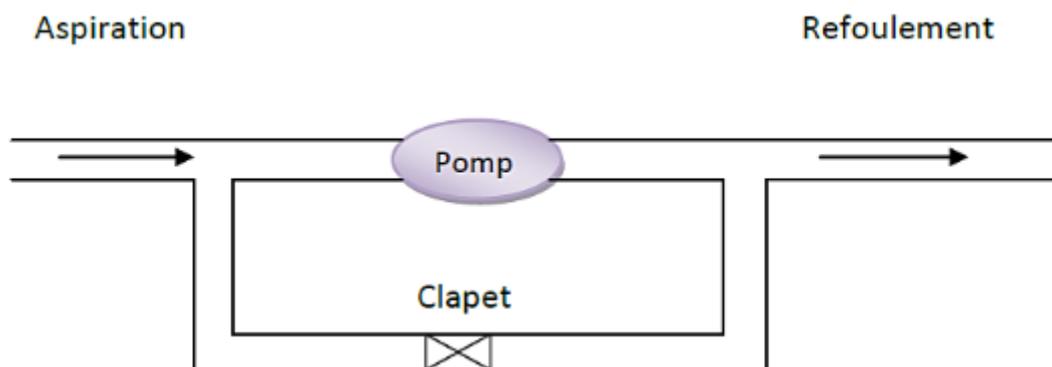


Figure VI. 6: Schéma d'une dérivation.

i) Ventouse et clapet d'entrée d'air

Les ventouses sont des appareils permettant d'évacuer l'air contenu dans les conduites, elle consiste donc en un flotteur obturant un orifice lorsque la conduite ne contient pas d'air et le laissant libre lorsqu'il y a de l'air. En absence d'air, s'exercent sur le flotteur vers le haut à la fois la force de pression et la poussée d'Archimède diminuée du flotteur (figure VI.7).

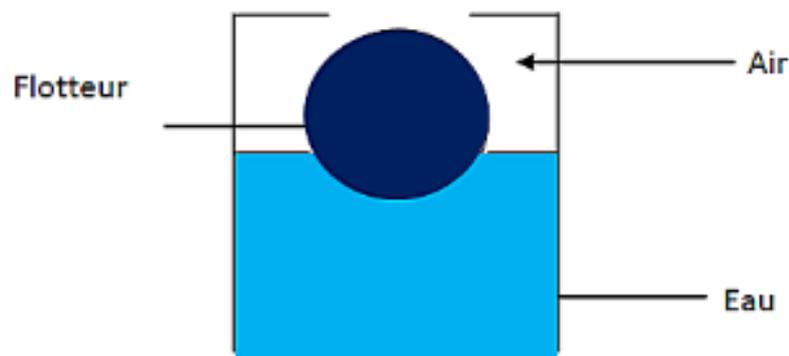


Figure VI. 7: Schéma de principe d'une ventouse.

3.5. Description des phénomènes physiques

En général on peut considérer les liquides comme incompressibles. Toutefois les milieux réels présentent une certaine compressibilité dont il faut tenir compte s'il s'y produit de rapides variations de pression (même très petites) : ce sont les phénomènes de compressibilité qui permettent d'expliquer la propagation des ondes élastiques dans les milieux matériels.

Le module d'élasticité ε d'un milieu compressible est défini par la relation :

$$\frac{dp}{\varepsilon} = \frac{d\rho}{\rho} \quad (\text{VI.1})$$

Entre la variation relative $\frac{d\rho}{\rho}$ de la masse volumique et la variation dp qui la produit. Le module ε a les dimensions d'une pression et s'exprime souvent en N.m^{-2} . On introduit également le module de compressibilité K qui est égal à l'inverse de ε .

Dans une conduite cylindrique circulaire de diamètre D , d'épaisseur e , constituée par un matériau de module de Young E , la célérité (ou vitesse de propagation) de l'onde plane est :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{(48,5 + 0,5 \frac{D}{e})}} \quad (\text{VI.2})$$

Ou

a : Célérité d'onde (m/s).

D : Diamètre de la conduite (m).

e : Epaisseur de la conduite (m) pour notre projet : $e = 14,3$ mm.

K : Coefficient qui tient compte de la nature du matériau formant la canalisation.

$K = 0,5$ Pour l'acier.

Donc

$$a = \frac{9900}{\sqrt{(48,5 + 0,5 \frac{2,4}{0,0143})}} = 860,33 \quad (\text{VI.3})$$

4. Protection de la conduite de refoulement SP Oued Seguin—BE Ouled Hamla

4.1. Calcul du réservoir 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.

a) Méthode de calcul Viber [3]

La valeur maximale de la surpression et de la dépression est donnée par les relations suivantes:

$$\Delta H_{\max} = \pm \frac{a \cdot V_0}{g} \quad (\text{VI.4})$$

- la surpression : $H_s = H_g + H_{\max}$ (VI.5)

- la dépression : $H_d = H_g - H_{\max}$ (VI.6)

V_0 : Vitesse d'écoulement en régime normal (m/s) ; $V_0 = 1.79$ m/s.

g : Accélération de la pesanteur ($9.81 \text{ m}^2/\text{s}$)

a : Célérité en (m/s).

H_g : La hauteur géométrique (m). $H_g = 152,23 \text{ m}$

D : diamètre de la conduite de refoulement. $D = 2400 \text{ mm}$.

a : la célérité par la formule d'Allievi est déjà calculée, $a = 860,33 \text{ m/s}$

La charge tenant compte du coup de bélier :

$$H_{\max} = H_g + \frac{a \cdot V_0}{g} + 10 \quad (\text{VI.7})$$

$$H_{\max} = 152,23 + \frac{860,33 * 1,79}{9,81} + 10$$

Donc $H_{\max} = 319,21 \text{ m}$.

La charge statique absolue :

$$H_0 = H_g + 10 = 152,23 + 10 = 162,23 \text{ m}$$

On aura donc :

$$\frac{H_{\max}}{H_0} = \frac{319,21}{162,23} = 1,97$$

$$h_0 = \frac{V_0^2}{2g} = 0,16 \rightarrow \frac{h_0}{H_0} = \frac{0,16}{162,23} = 1 * 10^{-3}$$

Les alignements $1,97$ lu sur l'échelle de $\frac{Z_{\max}}{Z_0}$ et $1 * 10^{-3}$ lu sur l'échelle $\frac{h_0}{Z_0}$ donnent sur l'abaque de Vibert (figure VI-8) pour le calcul simplifié des réservoirs d'air :

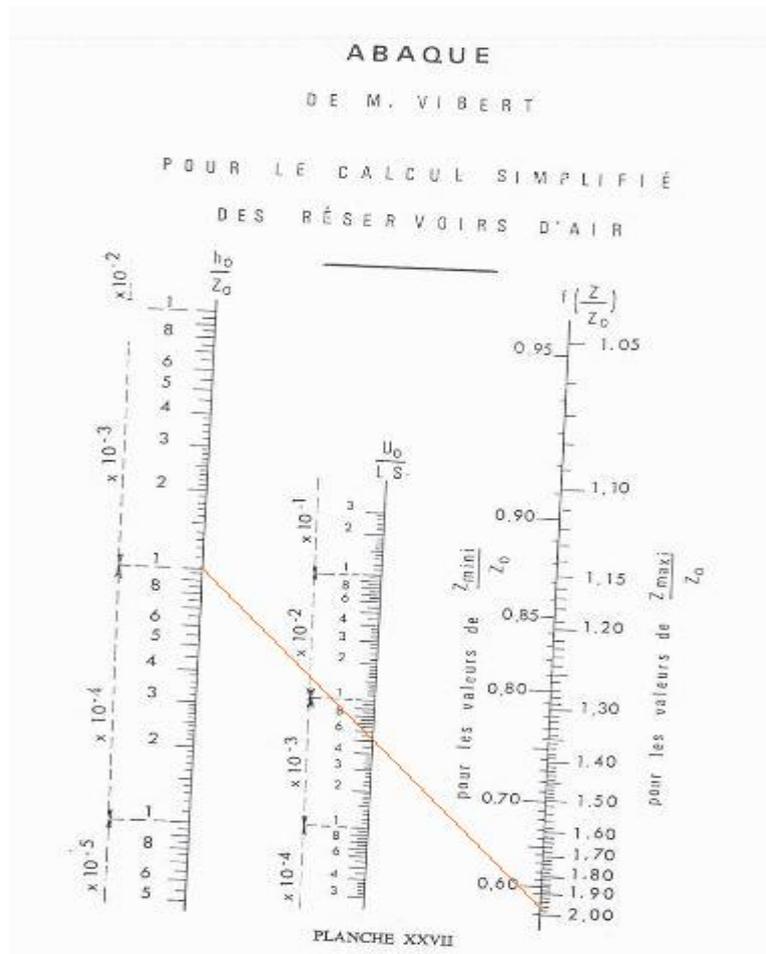


Figure VI. 8: Abaque de Vibert pour le calcul simplifié du réservoir d'air

$$\frac{U_0}{L S} = 5 * 10^{-3} \quad , \quad \frac{H_{\min}}{H_0} = 0,61$$

Alors :

$$U_0 = L * S * 5 * 10^{-3} \quad \rightarrow \quad U_0 = 22343 * 4,52 * 5 * 10^{-3}$$

$$U_0 = 505,13 \text{ m}^3$$

$$U_0 * H_0 = U_{\max} * H_{\max} \quad \rightarrow \quad U_{\max} = \frac{U_0 * H_0}{H_{\min}}$$

$$U_{\max} = \frac{505,13}{0,61} = 828 \text{ m}^3$$

La valeur de volume de réservoir d'air est 828 m^3 et elle est très grande, on propose de mettre d'autre dispositif en parallèle avec le réservoir (ventouse, soupape de décharge, ...) pour réduire ce volume-là. A partir de ces résultats on constate que la méthode de Vibert donne des bons résultats pour les petites installations et risque de donner des volumes de réservoirs d'air importants dans le cas de grandes installations.

Pour protéger la partie de refoulement de notre projet, il faut avoir des moyennes technologiques (logiciel de simulation)

5. Protection de la conduite de refoulement SP Ain Kercha – Barrage Ourkiss

b) Calcul du réservoir d'air

La valeur de la célérité de l'onde « a » qui se propagera à l'arrêt brutal de la pompe est :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{\left(48,5 + 0,5 \frac{D}{e}\right)}}$$

Ou

a : Célérité d'onde (m/s).

D : Diamètre de la conduite (m).

e : Epaisseur de la conduite (m) pour notre projet : $e = 14,3$ mm.

K : Coefficient qui tient compte de la nature du matériau formant la canalisation.

$K = 0,5$ Pour l'acier.

Donc

$$a = \frac{9900}{\sqrt{\left(48,5 + 0,5 * \frac{2}{0,0143}\right)}} = 909,71$$

La valeur maximale de la surpression et de la dépression est donnée par les relations suivantes:

$$\Delta H_{\max} = \pm \frac{a * V_0}{g}$$

- la surpression : $H_s = H_g + H_{\max}$
- la dépression : $H_d = H_g - H_{\max}$

V_0 : Vitesse d'écoulement en régime normal (m/s) ; $V_0 = 1.1$ m/s.

g : Accélération de la pesanteur (9.81 m²/s)

a : Célérité en (m/s).

H_g : La hauteur géométrique (m). $H_g = 200$ m

D : diamètre de la conduite de refoulement. $D = 2000$ mm.

a : la célérité par la formule d'Allievi est déjà calculée, $a = 909,71$ m/s

La charge tenant compte du coup de bélier :

$$H_{\max} = H_g + \frac{a * V_0}{g} + 10$$

$$H_{\max} = 200 + \frac{909,71 * 1,1}{9,81} + 10$$

Donc $H_{\max} = 312$ m.

La charge statique absolue :

$$H_0 = H_g + 10 = 200 + 10 = 210$$
 m

On aura donc :

$$\frac{H_{\max}}{H_0} = \frac{312}{210} = 1,48$$

$$h_0 = \frac{V_0^2}{2g} = 0,061 \rightarrow \frac{h_0}{H_0} = \frac{0,061}{210} = 2,93 * 10^{-4}$$

Les alignements 1,48 lu sur l'échelle de $\frac{Z_{\max}}{Z_0}$ et $2,93 * 10^{-4}$ lu sur l'échelle $\frac{h_0}{Z_0}$ donnent sur l'abaque de Vibert (figure VI-9) pour le calcul simplifié des réservoirs d'air :

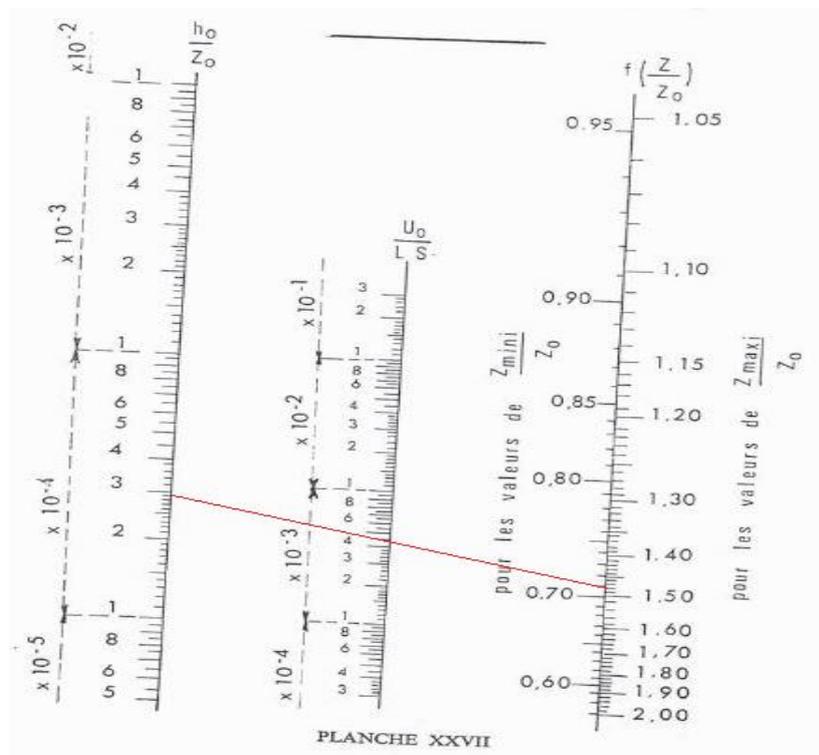


Figure VI. 9: Abaque de Vibert pour le calcul simplifié du réservoir d'air

$$\frac{U_0}{L S} = 4,5 * 10^{-3} \quad , \quad \frac{H_{\min}}{H_0} = 0,71$$

Alors :

$$U_0 = L * S * 4,5 * 10^{-3} \quad \rightarrow \quad U_0 = 28149 * 4,52 * 5 * 10^{-3}$$

$$U_0 = 397,74 \text{ m}^3$$

$$U_0 * H_0 = U_{\max} * H_{\min} \quad \rightarrow \quad U_{\max} = \frac{U_0 * H_0}{H_{\min}}$$

$$U_{\max} = \frac{397,74}{0,71} = 560 \text{ m}^3$$

La valeur de volume de réservoir d'air est 560 m³ et elle est très grande, on propose de mettre d'autre dispositif en parallèle avec le réservoir (ventouse, soupape de décharge, ...) pour réduire ce volume-là.

6. Protection de la conduite de refoulement SP Ain Kercha – Barrage Koudiet Medouar

6.1. Calcul du réservoir d'air

Calcul de la célérité

$$a = \frac{9900}{\sqrt{\left(48,5 + 0,5 \frac{D}{e}\right)}}$$

Ou

a : Célérité d'onde (m/s).

D : Diamètre de la conduite (m).

e : Epaisseur de la conduite (m) pour notre projet : $e = 14,3 \text{ mm}$.

K : Coefficient qui tient compte de la nature du matériau formant la canalisation.

$K = 0,5$ Pour l'acier.

Donc

$$a = \frac{9900}{\sqrt{\left(48,5 + 0,5 * \frac{2}{0,0143}\right)}} = 909,71$$

La valeur maximale de la surpression et de la dépression est donnée par les relations suivantes:

$$\Delta H_{\max} = \pm \frac{a * V_0}{g}$$

- la surpression : $H_s = H_g + H_{\max}$
- la dépression : $H_d = H_g - H_{\max}$

V_0 : Vitesse d'écoulement en régime normal (m/s) ; $V_0 = 1.55$ m/s.

g : Accélération de la pesanteur (9.81 m²/s)

a : Célérité en (m/s).

H_g : La hauteur géométrique (m). $H_g = 226,9$ m

D : diamètre de la conduite de refoulement. $D = 2000$ mm.

a : la célérité par la formule d'Allievi est déjà calculée, $a = 909,71$ m/s

La charge tenant compte du coup de bélier :

$$H_{\max} = H_g + \frac{a * V_0}{g} + 10$$

$$H_{\max} = 226,9 + \frac{909,71 * 1,55}{9,81} + 10$$

Donc $H_{\max} = 380,63$ m.

La charge statique absolue :

$$H_0 = H_g + 10 = 226,9 + 10 = 236,9$$
 m

On aura donc :

$$\frac{H_{\max}}{H_0} = \frac{312}{210} = 1,6$$

$$h_0 = \frac{V_0^2}{2g} = 0,12 \rightarrow \frac{h_0}{H_0} = \frac{0,12}{236,9} = 5,16 * 10^{-4}$$

Les alignements 1,6 lu sur l'échelle de $\frac{Z_{\max}}{Z_0}$ et $5,16 * 10^{-4}$ lu sur l'échelle $\frac{h_0}{Z_0}$ donnent sur l'abaque de Vibert (figure VI-10) pour le calcul simplifié des réservoirs d'air :

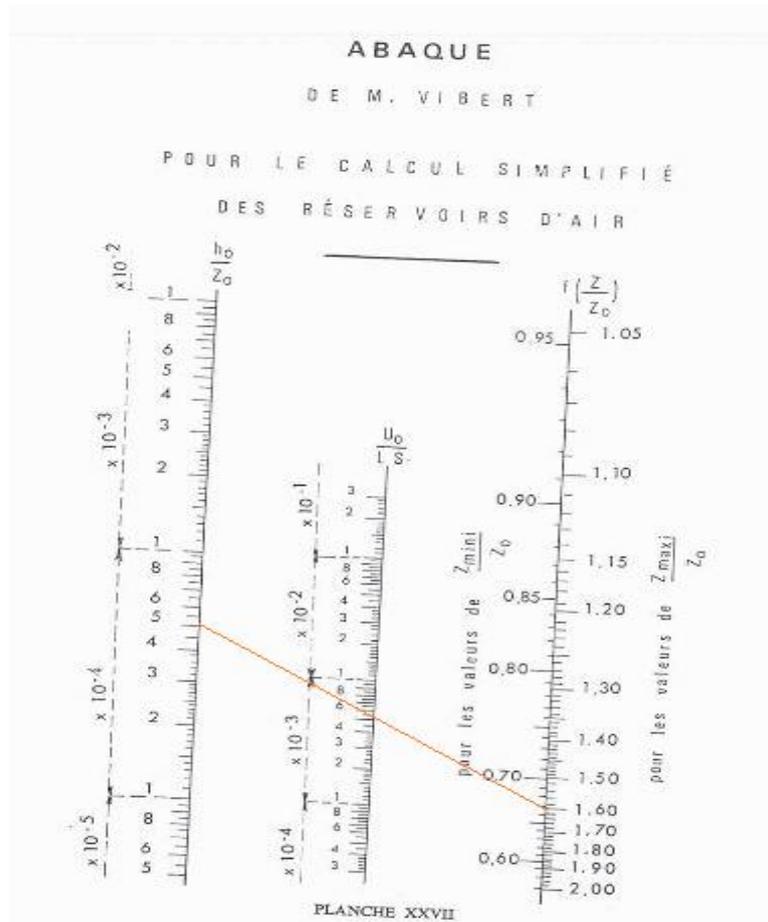


Figure VI. 10: Abaque de Vibert pour le calcul simplifié du réservoir d'air

$$\frac{U_0}{L S} = 4,5 * 10^{-3} \quad , \quad \frac{H_{\min}}{H_0} = 0,73$$

Alors :

$$U_0 = L * S * 4,5 * 10^{-3} \quad \rightarrow \quad U_0 = 54739 * 4,52 * 5 * 10^{-3}$$

$$U_0 = 945,34 \text{ m}^3$$

$$U_0 * H_0 = U_{\max} * H_{\min} \quad \rightarrow \quad U_{\max} = \frac{U_0 * H_0}{H_{\min}}$$

$$U_{\max} = \frac{945,34}{0,73} = 1294,98 \text{ m}^3$$

La valeur de volume de réservoir d'air est 1295 m³ et elle est très grande, on propose de mettre d'autre dispositif en parallèle avec le réservoir (ventouse, soupape de décharge, ...) pour réduire ce volume-là.

7. Simulation par EPANET

a) Le modèle EPANET

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et de la qualité de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression. EPANET calcul le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs et la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du réseau, au cours d'une durée de simulation divisée en plusieurs étapes. Le logiciel est également capable de calculer les temps de séjours de l'eau et de suivre l'origine de l'eau [11].

EPANET 2.0 est un logiciel développé par l'agence pour la protection de l'environnement des Etats-Unis (U.S. Environmental Protection Agency, U.S.E.P.A.) pour la simulation du comportement des systèmes de distribution d'eau d'un point de vue hydraulique et également d'un point de vue qualité de l'eau. C'est un logiciel gratuit disponible sur internet [13].

b) Les Étapes de l'Utilisation d'EPANET

Les étapes classiques de l'utilisation d'EPANET pour modéliser un système de distribution d'eau sont les suivantes :

- Dessiner un réseau représentant le système de distribution ou importer une description de base du réseau enregistrée dans un fichier au format texte.
- Saisir les propriétés des éléments du réseau.
- Décrire le fonctionnement système.
- Sélectionner un ensemble d'options de simulation.
- Lancer une simulation hydraulique.
- Visualiser les résultats d'une simulation.

Cette partie expose les principes de base du travail du logiciel Epanet, au niveau des objets physiques constituant le réseau et les méthodes de calcul utilisés.

c) Simulation de notre réseau par via Epanet

Dans cette partie nous allons faire la simulation de l'écoulement du réseau en introduisant les paramètres comme pression et les différentes altitudes, la figure suivante montre les pressions dans les nœuds et les vitesses dans les conduites:

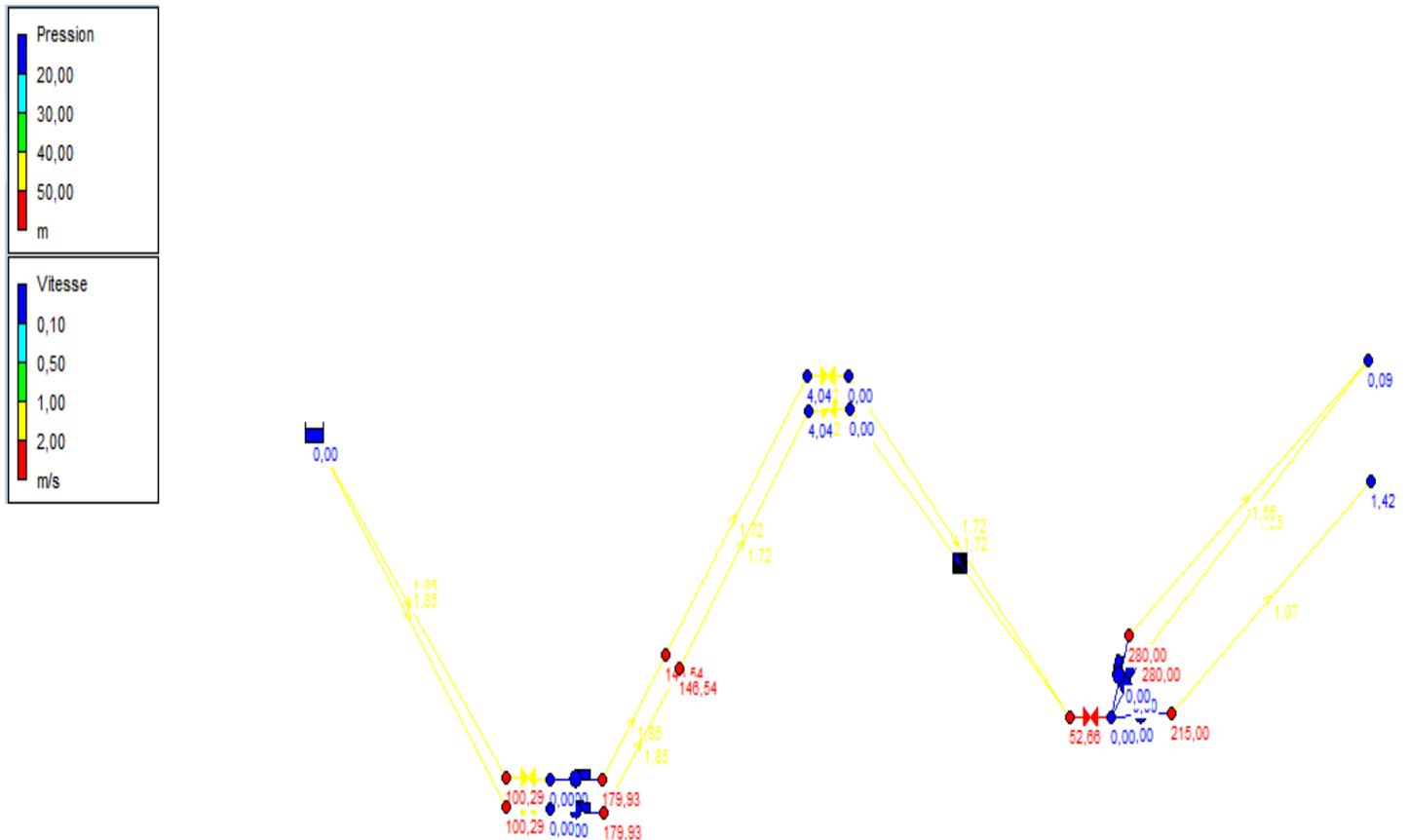


Figure VI. 11: simulation de l'écoulement via Epanet

d) Etat des nœuds du réseau

Les résultats de la simulation pour les nœuds de demande sont résumés sur le tableau suivant:

Tableau VI. 2: les pressions dans les nœuds

| ID Nœuds | demande (m ³ /S) | charge (m) | pression (m) |
|----------|-----------------------------|------------|--------------|
| 15 | 0 | 697,27 | 0 |
| 14 | 0 | 798,56 | 100,29 |
| 16 | 0 | 878,2 | 179,93 |
| 2 | 0 | 798,56 | 100,29 |
| 3 | 0 | 698,27 | 0 |
| 4 | 0 | 878,2 | 179,93 |
| 5 | 1,81 | 872,15 | 146,54 |
| 19 | 1,81 | 872,15 | 146,54 |
| 20 | 0 | 1060 | 280 |
| 11 | 0 | 995 | 215 |
| 9 | 0 | 780 | 0 |
| 8 | 0 | 832,66 | 52,66 |
| 10 | 0 | 1060 | 280 |
| 1 | 16,73 | 821 | 0 |
| 7 | 0 | 850 | 0 |
| 6 | 0 | 854,54 | 4,04 |
| 18 | 0 | 850,5 | 0 |
| 17 | 0 | 854,54 | 4,04 |
| 12 | 3,35 | 981,42 | 1,42 |
| 13 | 9,76 | 1006,99 | 0,09 |

e) Etat des arcs du Réseau

Le tableau suivant montre les résultats de la simulation pour chaque conduite :

Tableau VI. 3: les vitesses et les débits dans les conduites

| ID Arc | Débit (m ³ /s) | Vitesse (m/s) | Perte de charge (m/km) |
|----------|---------------------------|---------------|------------------------|
| tuyau 7 | 8,36 | 1,85 | 1,08 |
| tuyau 8 | 8,36 | 1,85 | 1,08 |
| tuyau 9 | 6,55 | 1,72 | 1,05 |
| tuyau 10 | 6,55 | 1,72 | 1,05 |
| tuyau 11 | 4,88 | 1,55 | 0,97 |
| tuyau 12 | 3,34 | 1,07 | 0,48 |
| tuyau 13 | 8,36 | 1,85 | 1,08 |
| tuyau 16 | 8,36 | 1,85 | 1,08 |
| tuyau 17 | 6,55 | 1,72 | 1,05 |
| tuyau 19 | 6,55 | 1,72 | 1,05 |
| tuyau 21 | 4,88 | 1,55 | 0,97 |

f) Interprétation des résultats de simulation

Pour le conduite 12 nous proposons de diminuer le diamètre pour que les vitesses soient supérieur ou égales à 1.5 m/s, les autres vitesses sont dans l'intervalle [1.5 ; 2 m/s], donc les résultats obtenus sont acceptables.

Pour les pressions aux nœuds, elles sont de l'ordre 1 à 28 bars à l'heure où la demande atteint son maximum, donc l'eau arrivera avec des pressions suffisantes pour les deux retenues d'Ourkiss et Koudiet Medouar.

Chapitre VII

Conception de pose des conduites

1. Introduction

La pose de canalisation est une opération délicate influée directement sur la durée de vie, les conditions et les coûts d'entretien dont un élément mal posé peut entraîner un mauvais fonctionnement du système dans son ensemble.

Il importe donc que la pose des conduites avec méthode, en respectant les règles qui garantissent un service sans défaillance, quelles que soit les conditions initiales d'environnement et du marché de réseau.

2. Principe de pose de canalisations

Le principe de pose de la canalisation est pratiquement le même pour toutes les conduites. Par contre le mode de pose varie d'un terrain à l'autre, ceci dans le but de diminuer l'effet des différentes contraintes agissant sur la canalisation.

L'épaisseur du remblai au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite est variable suivant les régions du fait du gel. 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'air entraîné soit lors du remplissage de la conduite soit pendant le fonctionnement. On adopte en conséquence un tracé en dent de scie avec des pentes de quelques millimètres par mètre et des changements de pente tous les 200 à 400 m.

3. Les actions reçues par les conduites

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

- ❖ La pression verticale due au remblai.
- ❖ La pression résultant des charges roulantes.
- ❖ La pression résultant des charges permanentes de surface.
- ❖ La pression hydrostatique extérieure due à la présence éventuelle d'une nappe phréatique.
- ❖ Le poids propre de l'eau véhiculée.

- ❖ Le tassement différentiel du terrain.
- ❖ Les chocs lors de la mise en œuvre.
- ❖ Action des racines des arbres.

4. Excavation des tranchées

Selon les caractéristiques du terrain l'excavation sera réalisée mécaniquement la profondeur minimale de la tranchée à excaver vérifier les conditions suivant :

- ❖ Garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs.
- ❖ Ne pas gêner le travail de la terre (exploitation).
- ❖ Protéger la canalisation contre le gel.
- ❖ L'excavation des tranchées s'effectue par tronçon successive en commençant par les points hauts pour assurer s'il y lieu l'écoulement naturel des eaux d'infiltrations.

Donc l'excavation nécessite la détermination de plusieurs paramètres tels que :

- ❖ La profondeur de la tranchée (H) ;
- ❖ La longueur de la tranchée (b) ;
- ❖ Distance de la cavalière.

5. Calcul de la profondeur de tranchée

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite .Elle est donnée par la relation suivante :

$$H = D + h + h_1$$

H : Profondeur de la tranchée (m).

D : Diamètre de la conduite (m).

h : Hauteur de la génératrice supérieure de la conduite à la surface du sol.

h_1 : Epaisseur du lit de pose (m).

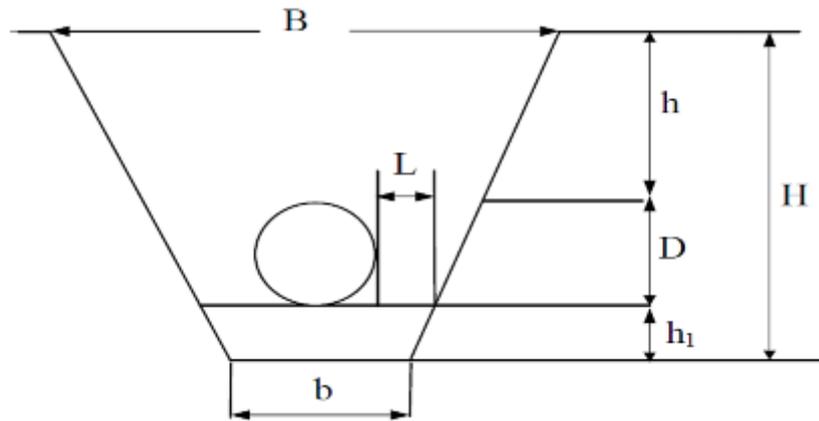


Figure VII. 1: Coupe en travers d'une conduite

Calcul de la largeur de tranchée

La largeur du fond de tranchée est obtenue par la formule :

$$b = (L * 2) + \Phi$$

Où :

b : Largeur de la tranchée (m);

Φ : Diamètre de la conduite (m).

L : la distance entre la conduite et le fruit de talus =0.5m

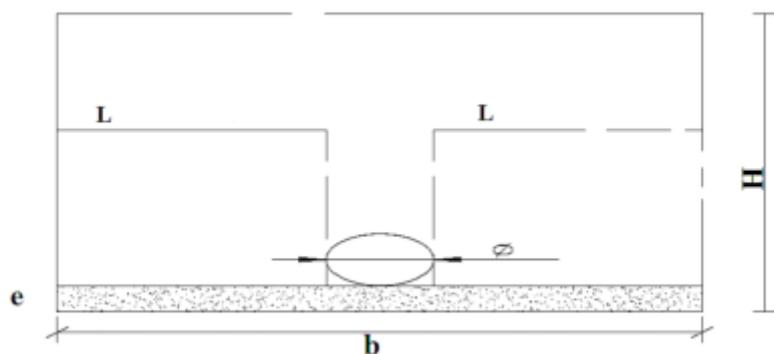


Figure VII. 2: coupe en travers d'une conduite

6. Aménagement du lit de sable

Le lit de pose a pour fonction première d'assurer une répartition uniforme des charges sur la zone d'appui, il y a donc lieu de poser les tuyaux de manière à ce qu'il n'y ait ni appui linéaire, ni appui ponctuel. Avant la pose des conduites on procède aux opérations suivant :

- Eliminer les grosses pierres sur les talus de la tranchée.
- Respecter les côtes du profil en long.
- Nivelier soigneusement le fond de la tranchée.
- Etablir une suite le fond de la fouille en confectionnant un lit de pose (Sable).

7. Exécution du lit de pose

7.1. Pose sur le sol naturel en fond de tranchée

Lorsque le fond de tranchée naturel est stable et constitué d'un sol homogène suffisamment meuble et à granularité assez fine (sable, matériau peu cohésif), les tuyaux peuvent être posés directement sur ce type de sol pour autant que l'on puisse travailler à sec.

Dans ce cas, le fond de tranchée constitue le lit de pose.

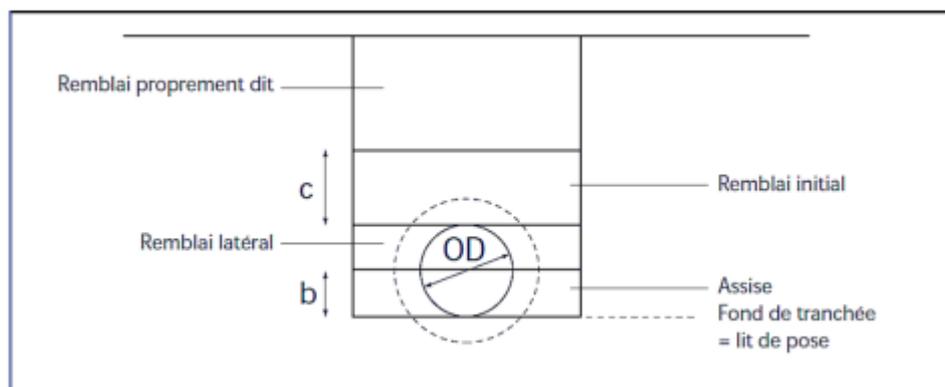


Figure VII. 3: Pose en fond de tranchée

7.2. Pose sur un matériau d'apport

Si le fond de tranchée ne convient pas à la pose (par exemple un sol rocheux, etc.), le sol en place est remplacé par un matériau d'apport qui constitue le lit de pose et qui a pour but de bien répartir les charges (poids propre, remblai, trafic, etc.) sur toute la longueur du tuyau.

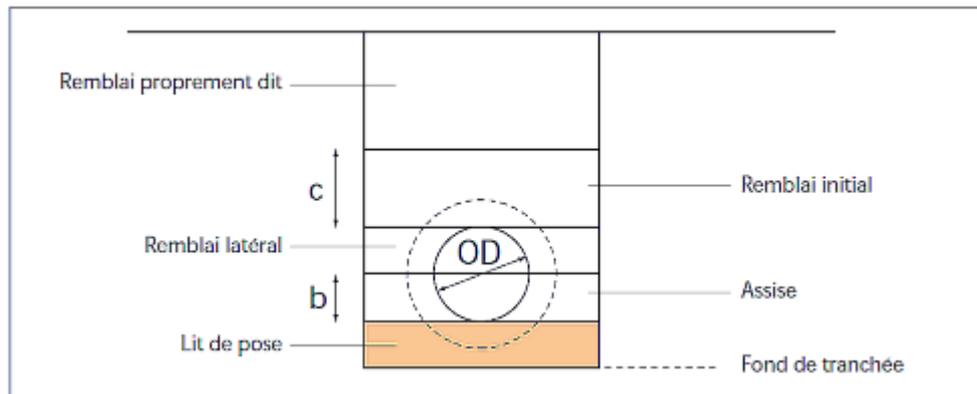


Figure VII. 4: Pose sur un matériau d'apport

Les matériaux utilisés pour le lit de pose dépendent de la stabilité des terrains rencontrés et des contraintes mécaniques. Les matériaux gelés ne peuvent être employés.

Le lit de pose peut être constitué d'un matériau de remblai rendu propre à cet effet, de sable ou de sable ciment. Sauf mention contraire dans les documents d'adjudication, le lit de pose est réalisé avec du sable.

7.3. Construction des regards

Les regards sont généralement de forme carrée dont les dimensions varient en fonction des collecteurs. La profondeur et l'épaisseur varient d'un regard à un autre.



Figure VII. 5: construction des regards

Poser en aérien une canalisation constituée d'éléments emboîtés consiste à résoudre le support, l'absorption des dilatations thermiques et l'ancrage des éléments soumis aux poussées hydrauliques.

Lors de pose de canalisations en aérien, les éléments suivants doivent être prévus :

- ❖ un support par tuyau,
- ❖ un berceau d'appui ($\alpha = 120^\circ$),
- ❖ un collier de fixation équipé d'une protection en élastomère.

Chaque élément soumis à une poussée hydraulique (coudes, tés, cônes) doit être stabilisé par un massif d'ancrage voir la figure VII.6.

Des changements de direction à grand rayon de courbure peuvent être réalisés par simple déviation des joints.

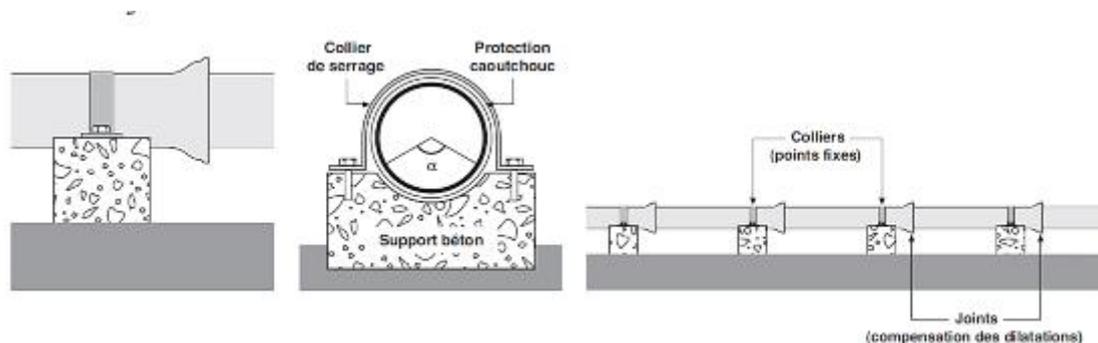


Figure VII. 6: pose de canalisations en aérien

7.4. Traversée des Oueds

La pose de canalisation à la traversée d'un oued demande certains travaux spécial en fonction de l'état de la traversé. L'existence d'un pont-route suivra également de support de la canalisation .Dans le cas où le pont-route n'existe pas (comme notre projet), on va choisir le traversé les oueds.

Le franchissement des oueds est assuré par l'implantation des galeries au niveau de lit d'oued. Les galeries seront dimensionnées d'une manière à supporter les charges appliquées par la conduite et l'eau de l'oued.



Figure VII. 7: traversé d'un oued

8. Préparation des tuyaux à poser

Avant de procéder à la pose d'un tuyau, il convient de s'assurer que, durant le bardage et autres manipulations (transport, stockage, etc.):

- ❖ le tuyau et ses extrémités n'ont pas subi de dommages;
- ❖ le joint est toujours en place et n'a pas été abîmé.

Il est interdit de poser des tuyaux fissurés, des tuyaux présentant des défauts au collet ou à l'about mâle ou encore dont la bague en caoutchouc est endommagée.

Les zones suspectes doivent être abondamment mouillées pour que toute fissure d'extrémité, épaufrure ou autre, soit détectée. Les tuyaux endommagés doivent être clairement marqués afin d'éviter d'être posés avant que les mesures nécessaires soient prises.

Les irrégularités ou rayures mineures pouvant affecter l'étanchéité du joint doivent être éliminées par un ponçage soigné ne provoquant pas de méplat local. Si ces défauts sont trop prononcés, l'extrémité du tuyau doit être résinée.

8.1. Coupe des tuyaux

Lorsqu'il sera nécessaire de couper les tuyaux pour permettre un positionnement exact des raccords ou constituer des pièces de fermeture, ceux-ci ne seront pas coupés avant que les éléments constitutifs adjacents n'aient été montés de façon que la longueur de tuyau requise puisse être mesurée avec précision. On déterminera la longueur de tuyau à couper, ainsi que l'angle et la forme de coupe. La coupe sera faite avec des outils ou des coupes tubes convenant au type et au diamètre du tube à couper. Le chanfrein et le méplat des extrémités coupées seront

façonnés pour obtenir un profil identique à celui du joint et toute partie de l'enveloppe du revêtement extérieur ou du revêtement intérieur endommagé sera reconstituée.

8.2. Mise en œuvre des tuyaux

Le tracé d'une canalisation peut comporter des terrains inconsistants ou instables (zones marécageuses, affaissements par pompage d'eaux souterraines, terrains miniers, consolidations de remblais routiers, ...). Lorsqu'un mouvement de terrain se produit, les canalisations doivent pouvoir suivre les déformations imposées par les masses des terres en mouvement, au lieu de résister à des contraintes mécaniques souvent considérables. Les joints à emboîtements constituent des points de tension nulle et de flexion nulle à l'intérieur de leur plage de déviation angulaire.

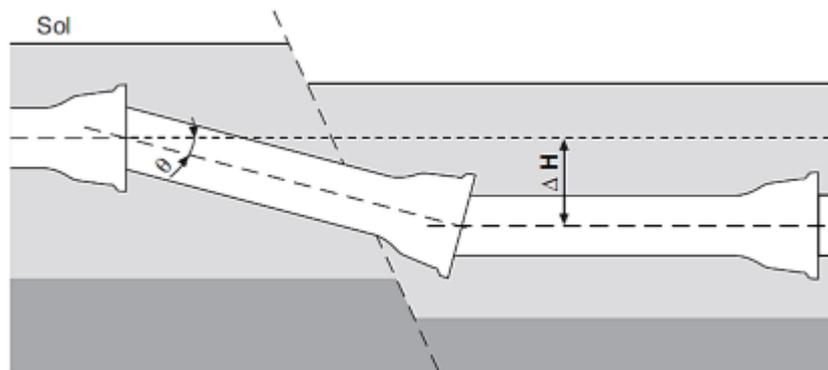


Figure VII. 8: déformations imposées par les masses des terres en mouvement

Affaissement:

$$\Delta H = l \tan \theta$$

Glissement axial:

$$\Delta H = \frac{(\Delta H^2 + l^2)}{2 - l}$$

l : Longueur du tuyau (en m)

θ : Déviation angulaire admissible

a) Affaissement admissible

La canalisation se déforme comme le terrain jusqu'à des limites qui sont celles du non déboîtement, en fonction du jeu admissible au niveau des emboîtures.

Dans le cas d'affaissements occasionnant des allongements importants, une solution peut consister à verrouiller les joints et à récupérer cet allongement sur des manchons placés aux frontières entre les zones stables et instables.

b) Déviation angulaire admissible

Les joints à emboîtement admettent une certaine déviation angulaire. Cette déviation permet de créer des courbes à grand rayon dans la conduite, sans utiliser de raccords.

Certaines courbes à grand rayon peuvent être facilement réalisées par des déviations successives des joints à emboîtement.

Dans ce cas, l'emboîtement des tuyaux doit être conduit à partir de tuyaux parfaitement alignés, horizontalement et verticalement. La déviation ne doit être réalisée que lorsque le montage du joint est complètement achevé.

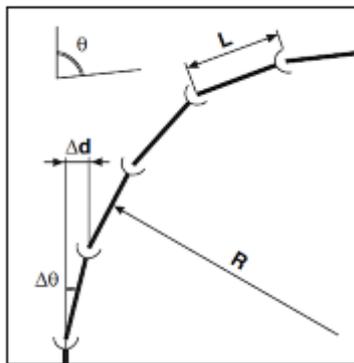


Figure VII-9 : Déviation angulaire admissible

Rayon de courbure :

$$R = \frac{L}{2 * \sin \frac{\Delta\theta}{2}}$$

Nombre de tuyaux nécessaires pour un changement de direction:

$$N = \frac{\theta}{\Delta\theta}$$

Longueur du changement de direction:

$$C = N * L$$

Ou :

Δd : Déplacement du tuyau (m).

L : Longueur tuyau (m).

θ : Angle de changement de direction (°).

$\Delta\theta$: Déviation du joint (°).

C : Longueur du changement de direction (m)

9. Verrouillage d'une canalisation

Les canalisations transportant des liquides sous pression peuvent à certains endroits (changements de direction, réductions, présence de vannes de sectionnement, fin de conduite, etc.) être soumises à des forces hydrauliques. Ces forces peuvent être telles qu'elles tendent à déboîter les jonctions et nécessitent de ce fait le verrouillage de différents éléments constitutifs de la canalisation ou leur maintien à l'aide de massifs de butée.

9.1. Butées

L'utilisation de massifs de butée en béton est une technique utilisée pour reprendre les efforts de poussée hydraulique d'une canalisation à emboîtements sous pression.

Différents types de massifs en béton peuvent être conçus selon la configuration de la canalisation, la résistance et la nature du sol, la présence ou non de nappe phréatique.

En pratique, les massifs bétons sont calculés en tenant compte des forces de frottement et de la résistance d'appui sur le terrain.

Les volumes des butées sont calculés selon la formule suivante :

$$F = K + P + S$$

F : la poussée exprimée en da N

P : la pression hydraulique d'essai exprimé en bar

S : la surface externe du tuyau exprimé en cm^2

K : le coefficient dont la valeur est fonction du sinus du demi-angle (x) entre les deux conduites (tableau VIII-1)

Tableau VII. 1 : les valeurs de K

| | |
|-------------------------------|---------|
| Sur les coudes à 90° (1/4) | K=1.414 |
| Sur les coudes à 45° (1/8) | K=0.766 |
| Sur les coudes à 22°30 (1/16) | K=0.390 |
| Sur les coudes à 11°15 (1/23) | K=0.196 |



Figure VII. 9: Les butées (Guide DIPRA)

Conclusion

Ce chapitre nous a permis de savoir comment faire les travaux pour réaliser une adduction en eau sur un chantier dans les meilleures conditions et le bon fonctionnement.

Conclusion générale

Conclusion générale

L'étude du système de transfert interbassin Oued Athmania-Koudiat Medouar- Ourkiss a englobé diverses disciplines : géologie, topographie, machines hydrauliques, étude technico-économique et analyse du coup de bélier. Ceci nous a permis d'élargir notre champ de connaissance et de concevoir une étude multidisciplinaire.

En premier lieu, des visites sur site ont été effectuées, ce qui a permis de dégager les deux variantes suivant des critères de sélection définis préalablement. La nature du terrain très accidenté et la grande dénivelée du projet nous contraint à déterminer méticuleusement des tracés viables avec des profils en long optimums.

Une fois ce travail effectué, il s'en est suivi un processus de dimensionnement du système de transfert, et tout spécialement la partie conduite.

Le dimensionnement des stations de pompage ce fait à l'aide logiciel KSB qui déterminé le type de pompes nécessaires à la variante choisie, tout en présentant l'ensemble des composants des stations. Le pompage d'une eau brute à partir de la retenue Oued Athmania avec un fort marnage nous a conduit à adopter un des groupes de pompage d'exhaure installée dans un bâtiment d'une forme cylindrique.

En dernière étape la protection et la pose de la canalisation de ce réseau est pris en considération pour augmenter la durée de la vie de ce dernier, elle consiste à faire : une protection contre le phénomène de la corrosion par la méthode cathodique ainsi que l'analyse des régimes transitoires par le calcul des volumes des réservoirs d'air pour la protection contre le phénomène du Coup de Bélier . Permis d'aboutir à un choix de protections adéquat pour chaque tronçon du transfert.

Références Bibliographiques

Références Bibliographiques

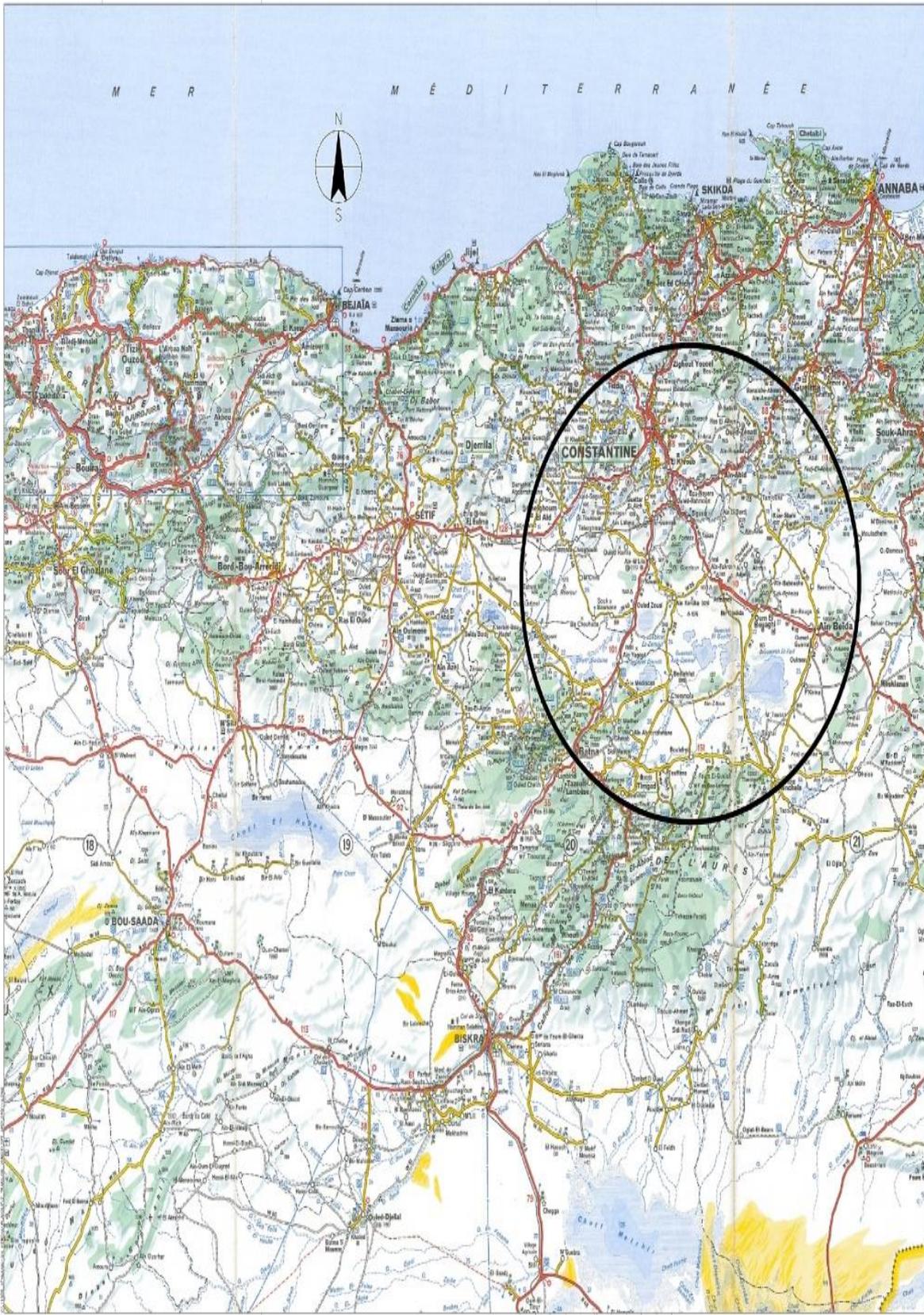
- [1] Association Générale des Hygiénistes et Techniciens Municipaux, Les stations de pompage d'eau, Lavoisier-tec & doc, 1991.
- [2] Bergeron L., Du coup de bélier en hydraulique au coup de foudre en électricité, Méthode graphique générale. Dunod, Paris, 1949.
- [3] Dupont A., Hydraulique urbaine, Tome II, ouvrages de transport, élévation et distribution des eaux. Eyrolles, 1979.
- [4] ESHA, Petite Hydroélectricité, Guide Technique Pour la Réalisation De Projet, 2005.
- [5] Faouzi M., Etude du transfert Sétif-Hodna système Ouest, Ighil Emda – Mahouane, ENP 2010.
- [6] Sana G, Zoulikha R, Etude de l'Alimentation en eau potable du couloir de Tamalous, Ain Kechra, Beni Oulbane et zones environnantes à partir du barrage de Guenitra, ENP 2013.
- [7] Alonso, D. (2004). «Mécanique des fluides et agitation». Polycope de cours de l'université de Lorraine. 128 pages.
- [8] Godart, H. (2000). « Adduction et distribution d'eau ». Technique de l'ingénieur,
- [9] Salah B., Cours d'Alimentation en eau potable, ENSH 1993.
- [10] Bonnin, J. (1977). «Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petite et de moyenne importance». édition Eyrolles, 216 pages.
- [11] Rossman A. (2003). Epanet 2.0; Manuel de l'utilisateur, Version Française, L'Agence d'Environnement des États-Unis.
- [12] Matringe, J. M. « Les coups de bélier et la protection des réseaux d'adduction d'eau ». CHARLATTE.
- [13] Doumbouya L. (2003). Modélisation du réseau d'Adduction en eau potable de Lausanne. Diagnostic et optimisation eau service ville de Lausanne, section Techniques de réseau, Suisse.
- [14] Durand Delga M. (1969). Cours de Géologie Algérienne, La Chaine Maghrébides.
- [15] Norme EN 805 (Juin 2000). « Alimentation en eau – Exigences pour les réseaux extérieurs aux bâtiments et leurs composants ».

Références Bibliographiques

- [16] Carlier, M. (1980). « Hydraulique générale et appliquée ». Edition Eyrolles,
- [17] PMA, Adduction d'eau potable-irrigation, Saint-Gobain, 2004.
- [18] Manuel de l'utilisateur *d'EPANET 2.0*.
- [19] GOOGLE MAP Professional
- [20] Tuyaux pour l'adduction d'eau potable site : www.emekboru.com
- [21] Agence Nationale des Barrages et Transfert

Annexe

Annexe 1



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DES RESSOURCES EN EAU

AGENCE NATIONALE DES BARRAGES ET DES TRANSFERTS



PROJET
ETUDE D'EXECUTION ET REALISATION DES TRAVAUX DE
TRANSFERT DES EAUX DU BARRAGE D'OUED ATHMANIA
VERS L'AVAL DE LA STATION DE POMPAGE DE AN KERCHA

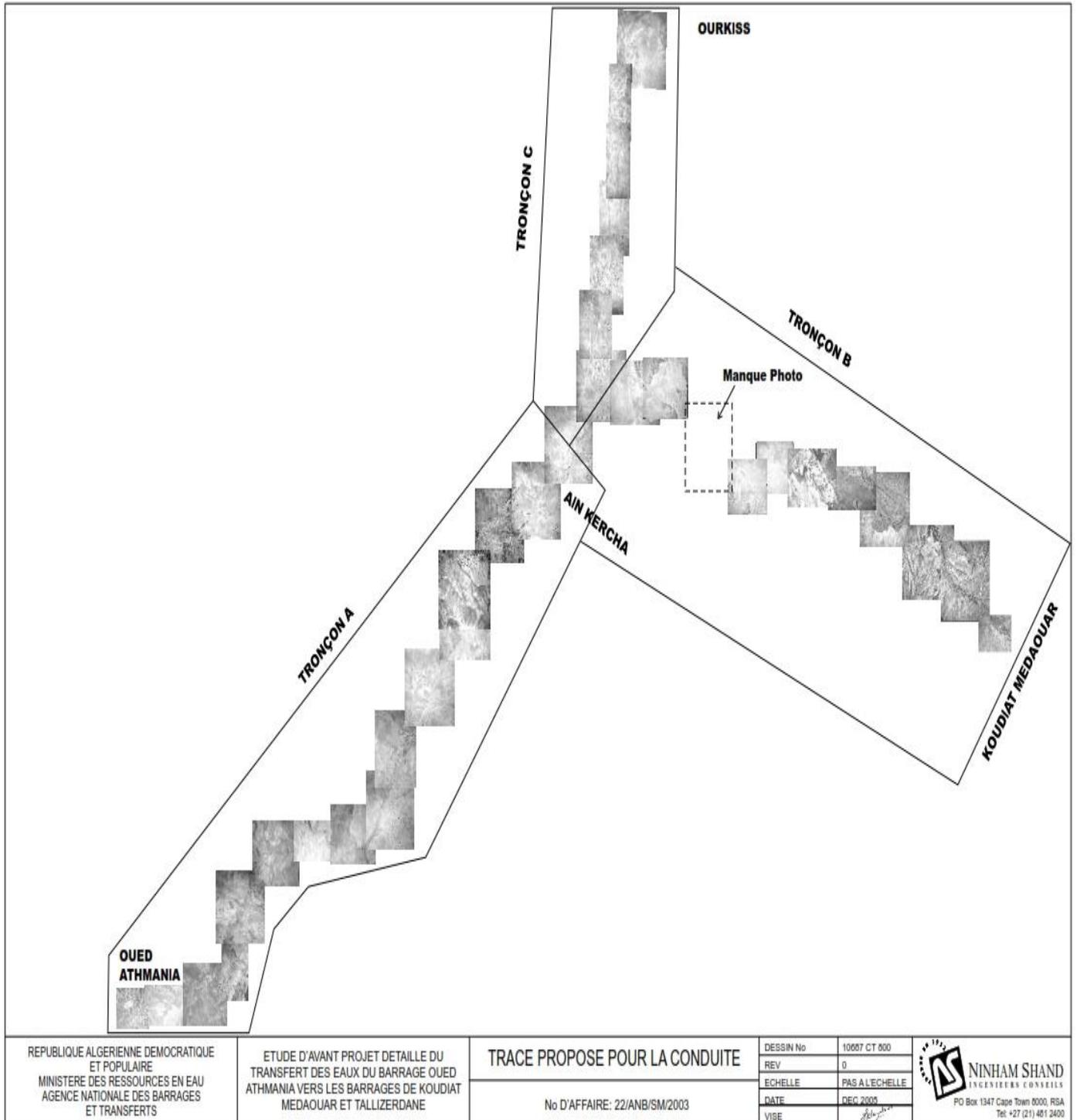
GROUPEMENT E.L.A.C



RAPPORT OPTIMISATION DE L'APS
EMPLACEMENT DU PROJET (FEUILLE 1 DE 1)

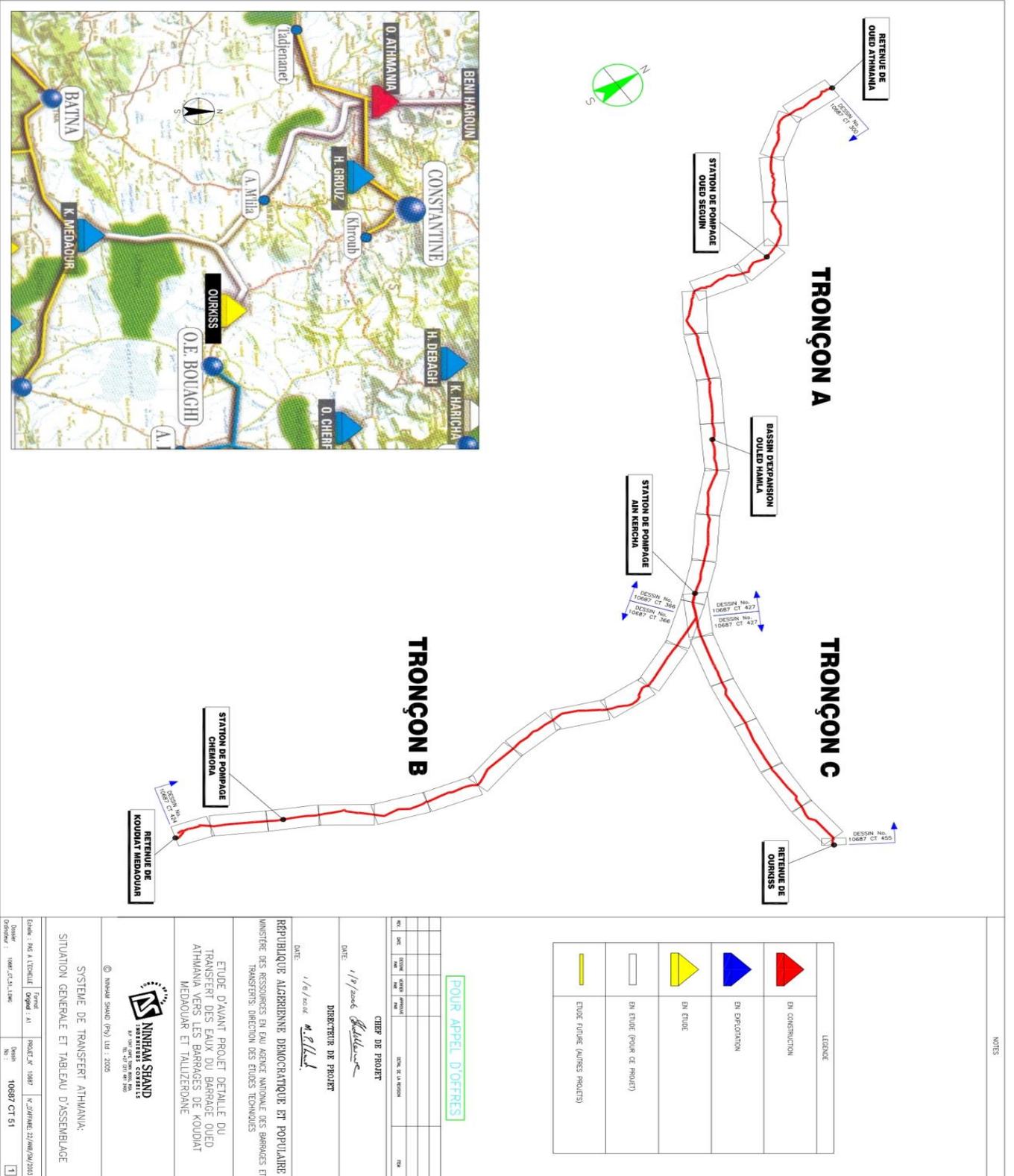
| | | | | | | | | | |
|------------------|----------|---------|---------|-------|------|----------|----------|------|--------------------------------|
| | | | | | | | | | |
| 4 | 28/12/11 | GHA | GHA | DAEL | DAEL | DAEL | DAEL | DAEL | DAEL |
| PROJ. | DATE | CONSTR. | REA. | PROBE | REA. | APPROUVE | REA. | DEB. | NATURE DE LA POURSUITE (SUIVI) |
| ECHELLE | SAVS | | ECHELLE | | DATE | | 28/12/11 | | |
| PLAN N°: | | | | | | | | | OP01-A |
| NOM DU FICHEIER: | | | | | | | | | OP01-ADWG |

Annexe 2

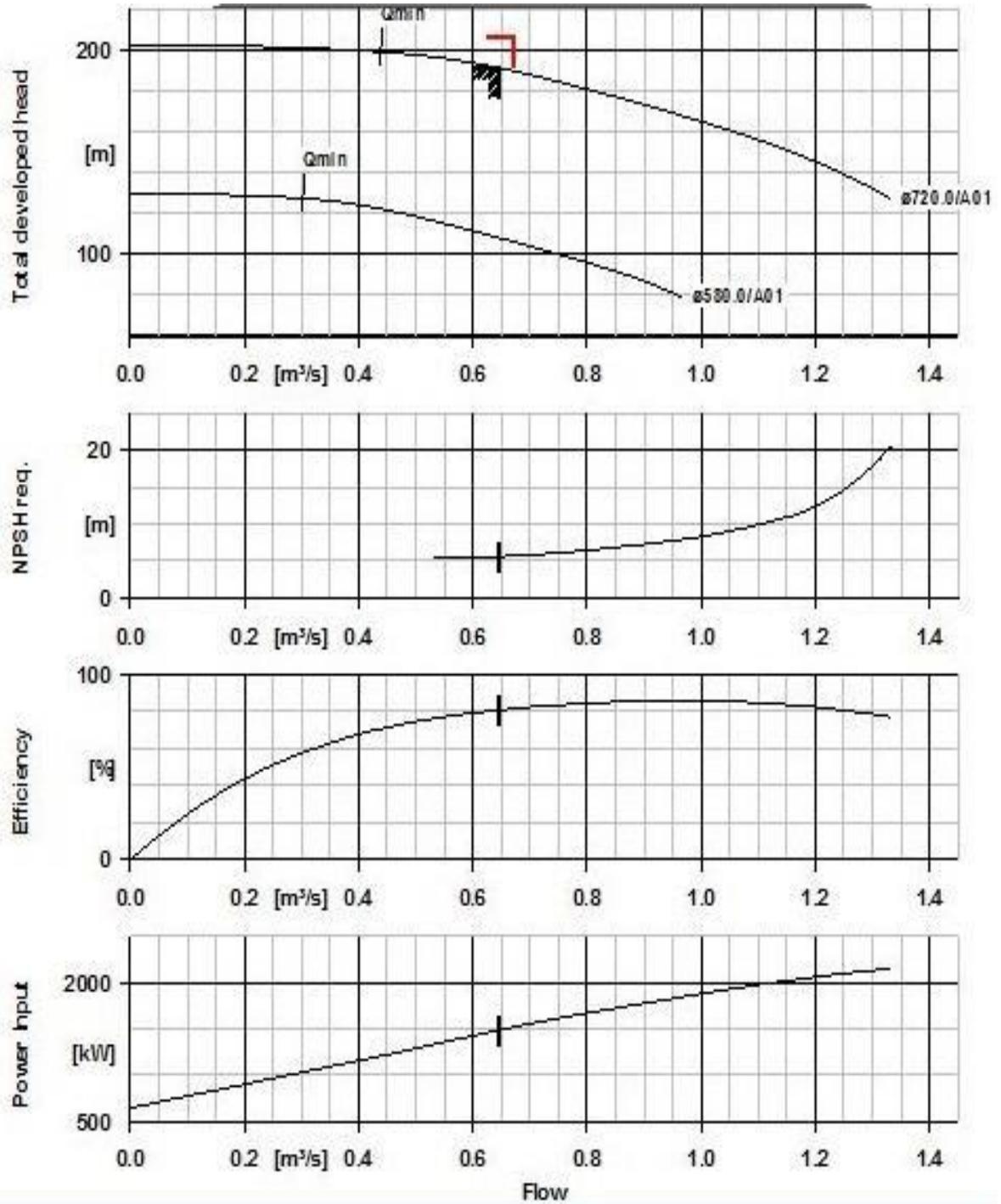


Annexe 3

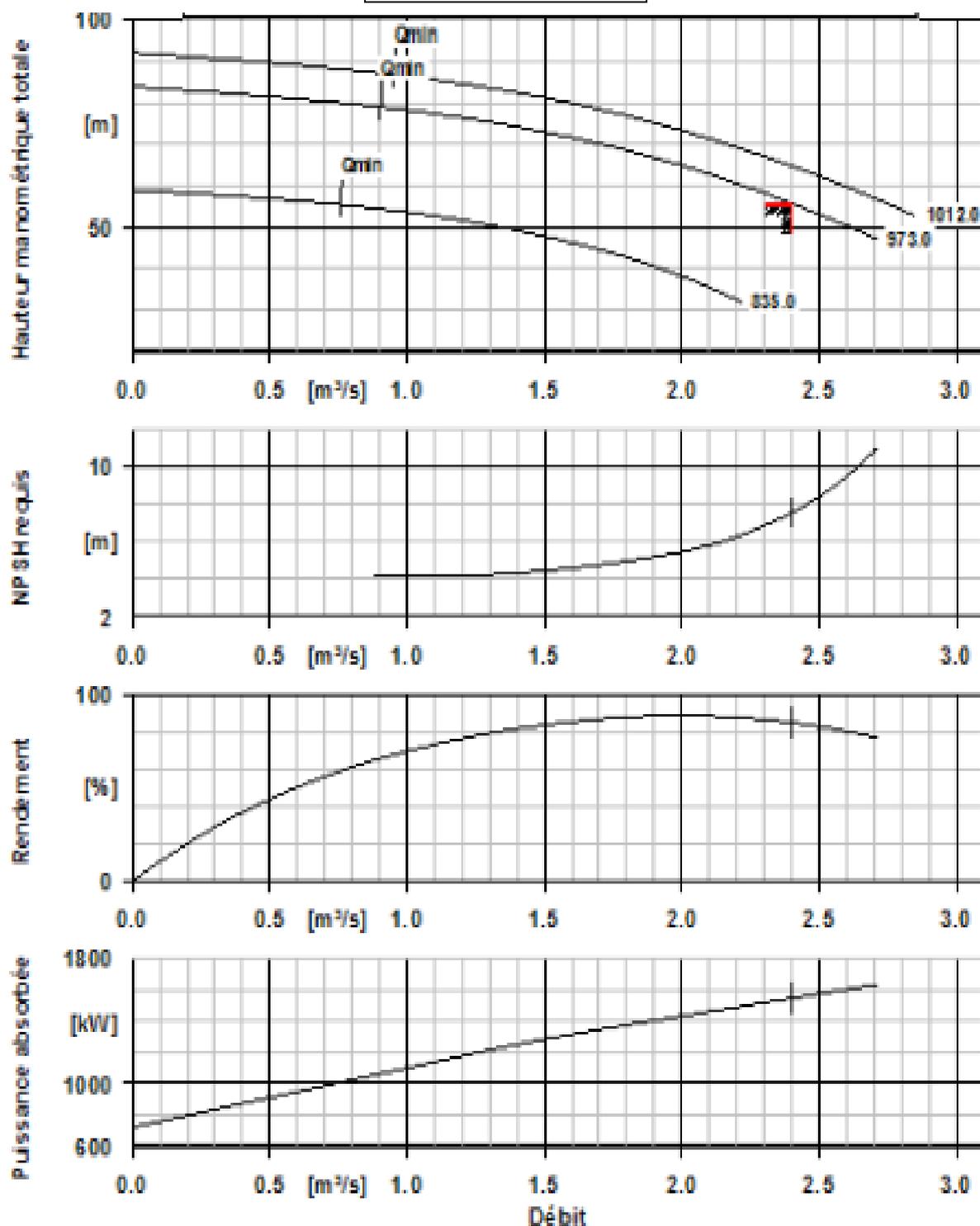
REVISED 10/07/2010



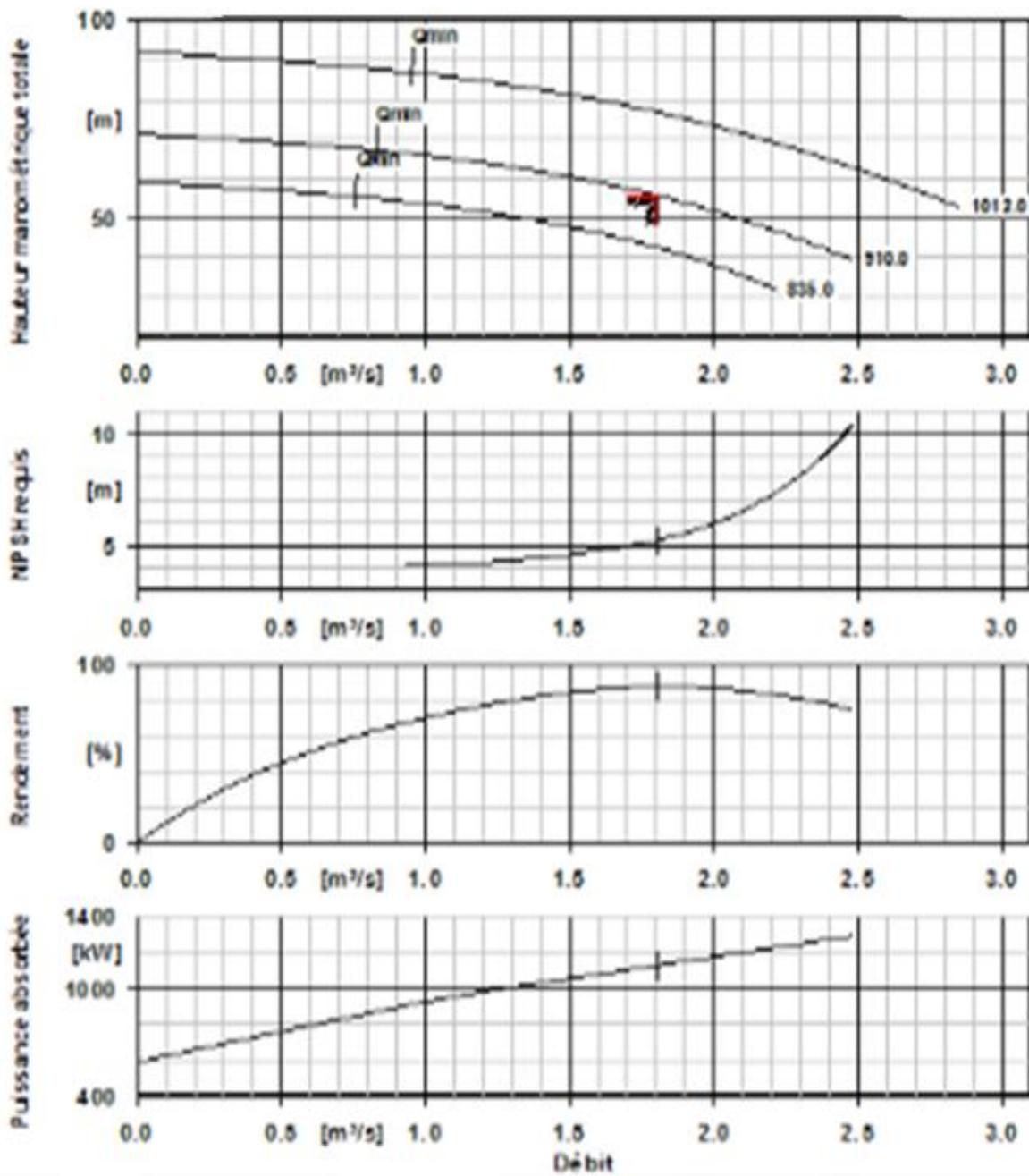
Annexe 4



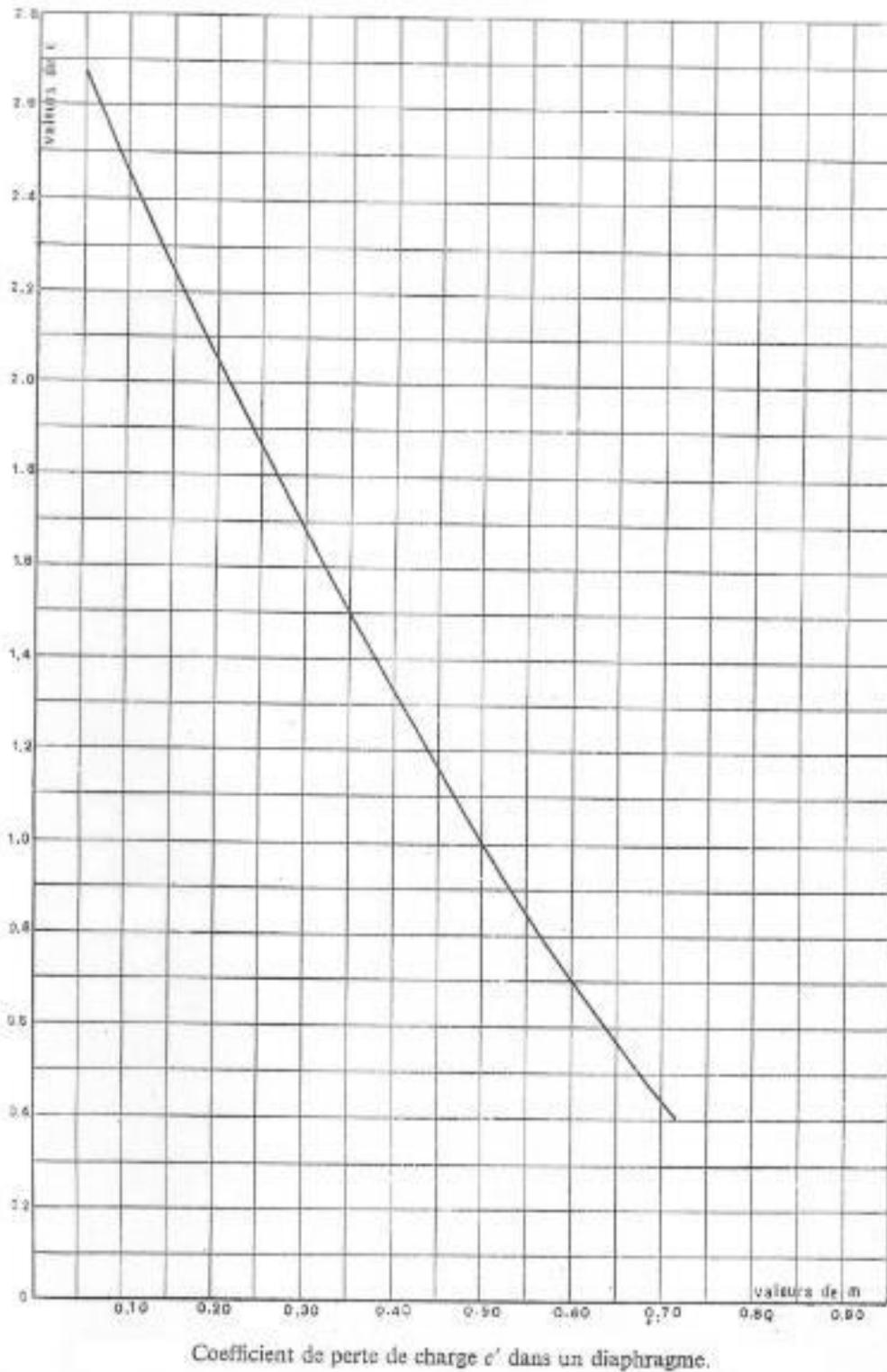
Annexe 5



Annexe 6



Annexe 7



Annexe 8

