

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



## **Mémoire de Master**

**Présenté à l'Université 08 Mai 1945 de Guelma**

**Faculté des Sciences et de la Technologie**

**Département de : Génie Civil & Hydraulique**

**Spécialité : Hydraulique**

**Option : Hydraulique urbaine**

**Présenté par : KHACHA AMINE BOUDJEMAA**

---

---

**Thème : Diagnostic du réseau d'adduction de Guelma et  
calcul hydraulique prévisionnel**

---

---

**Sous la direction de : Professeur Rachid MANSOURI**

---

**Juin 2017**

---

## Remerciements

Dans le cadre de ma formation de master « hydraulique et techniques des eaux », je tiens à remercier tout le personnel de la faculté ainsi que les intervenants et les professeurs en charge des enseignements.

Je tenais aussi à remercier tous les agents du service de ressource en eau et tout particulièrement mon maître de stage, chef de service de cette direction, qui m'ont accompagné tout au long de mon stage de fin d'étude et ont pris de leur temps pour m'aider dans mon travail.

Je remercie également mon guidant universitaire à savoir, Mr mansouri qui a toujours été à l'écoute et disponible lors de la construction de ce mémoire.

Enfin, d'un point de vue personnel je remercie tous mes amis et proches qui ont été à mes côtés pendant ces deux dernières années d'études et surtout ma maman et mon très chère frère Abdeslam.

J'espère que ma production sera à la hauteur de leur investissement et de leurs attentes.

### Résumé

Les usages de l'eau ont évolué au cours de l'histoire. La conquête de l'eau par l'homme a été longue. Depuis toujours, l'homme a eu la préoccupation de la maîtrise de l'eau. Très tôt, il a cherché à conduire l'eau où il en avait besoin et s'il semble normal aujourd'hui que l'eau coule au robinet, de nombreuses étapes ont été franchies avant d'y parvenir. Le développement socioéconomique de la région de Guelma a engendré une augmentation importante de la demande en eau des différents secteurs (L'alimentation en eau potable (A.E.P), l'alimentation en eau agricole (A.E.A) et l'alimentation en eau industrielle (A.E.I). Cette étude nous donnant une estimation perspective des besoins en eau des différents secteurs à court, moyen et longue terme. L'estimation quantitative des besoins en eau est établie suivant des normes unitaires tenant compte de paramètres, socio-économiques.

Le présent travail consiste à étudier le transfert de l'eau vers la ville de Guelma, en l'occurrence de la source le barrage de Bouhamdane, qui sera projeté et dimensionné pour satisfaire les besoins à l'horizon 2040.

### Abstract:

The uses of water have evolved throughout history. The conquest of water by the man has been long. Man has always been concerned with controlling water. He has soon tried to carry water where he required it and though today it seems normal to see water running from the tap, many steps have been cleared to reach it. The social and economic developments of region of Guelma caused an important increase of different types water demand. This one leads the overdevelopment of resources. While being based on a quantitative and qualitative of the water potentialities in the region, to manage and put the big axes of this new vision that have for objective to improve the present management of water. The present study is therefore to study the water transfer from the intake, namely the Bouhamdane dam, to the city of Guelma, which be designed to satisfy the water demand by the horizon 2040.

### ملخص

لقد تطورت استخدامات المياه على مدى التاريخ. كان استعمال الماء من طرف الانسان تاريخيا طويلا، و قد كان يحتاج للسيطرة على المياه. في وقت مبكر، سعى لدفع الماء و استعماله و يبدو طبيعيا و الآن تتدفق المياه من الصنوبر، و اتخذ الانسان العديد من الخطوات قبل و قد ولدت التنمية الاجتماعية و الاقتصادية لمنطقة قالمة زيادة كبيرة في الطلب على المياه من مختلف القطاعات (توريد مياه تحقيق مابتهنا و تعطي هذه الدراسة لنا منظور تقدير (AEI) و إمدادات المياه الصناعية (AEA) ، و إمدادات المياه للأغراض الزراعية (AEP) الشرب الاحتياجات المائية لمختلف القطاعات في المدى القصير و المتوسط و الطويل يتم تأسيس التقدير الكمي الاحتياجات المائية المعايير التالية هذا العمل هو دراسة نقل المياه إلى مدينة قالمة في هذه الحالة مصدر. وحدة مع الأخذ بعين الاعتبار المعايير الاجتماعية و الاقتصادية سد بلدية بوحمدان و التي سيتم تصميمها و الحجم لتلبية الاحتياجات في عام 2040

## Liste des tableaux

Tableau (1.1) : chronologie de créations des systèmes hydrauliques .....	12
Tableau (2.1) : le niveau de pression dans les conduites .....	19
Tableau (2.2) : Matériaux utilisés couramment à la réalisation des conduites d'adduction .....	36
Tableau (2.3) : Pression de vaporisation $p_v$ de l'eau à des températures différentes.....	53
Tableau (3.1) : Evolution de la population de 2005 à 2030 .....	55
Tableau (3.2) : Concentration urbaine .....	55
Tableau (3.3) : Situation de l'AEP .....	55
Tableau (3.4) : Besoins en eau Domestique.....	57
Tableau (3.5) : besoins en eau Guelma .....	58
Tableau (3.6) : Excès ou déficit des ressources superficielles .....	59
Tableau (3.7) : Volume mensuel de production.....	60
Tableau (3.8) : Quantité d'alimentation en eau a partir du barrage et des forages.....	60
Tableau (3.9) Informations détaillées sur les conduites d'adduction.....	66
Tableau (4.1) : Plages des vitesses .....	68
Tableau (4.2) : Coefficient de Hazen-Williams selon le matériau .....	70
Tableau (4.3) : Coefficient de Hazen-Williams selon type de matériau et la rugosité .....	70
Tableau (4.4) : Valeurs de la viscosité cinématique en fonction de la température.....	72
Tableau (4.5) : extrait de la table de Colebrook.....	75
Tableau (4.6) Analyse des mesures - Barrage.....	78
Tableau (4.7) : Dimensionnement du tronçon réservoir tampon 1 - SP2.....	79
Tableau (4.8) : Dimensionnement des adductions par refoulement.....	81
Tableau (4.9) : caractéristiques des pompes .....	84
Tableau (4.10) : calcul des amortissements .....	85
Tableau (4.11) : calcul des frais d'exploitation .....	86
Tableau (4.12) : Bilan du calcul.....	87
Tableau (4.13) : Dimensionnement des conduites .....	88
Tableau (4.14) : Dimensionnement des conduites .....	89

Tableau (4.15) : Dimensionnement des conduites .....	91
Tableau (4.16) : Dimensionnement des conduites .....	92

## Liste des figures

Figure (1.1) : Latrines doubles romaines sur le site de Timgad en Algérie .....	9
Figure (1.2) : Un chadouf.....	9
Figure (1.3) :Principe d'un aqueduc avec pont-siphon comprenant .....	10
Figure (1.4) : Tuyaux en bois du moyen âge .....	11
Figure (1.5) Système de distribution (Rome) .....	12
<i>Figure (1.6) : Tuyauterie en poterie avec joints en plomb coulé pour l'alimentation en eau de la ville d'Athènes au VI<sup>e</sup> siècle av. J.-C.....</i>	<i>14</i>
Figure (1.7) Tuyau en plomb (British Museum) .....	14
Figure (1.8) Inscriptions peintes sur tuyaux de plomb de l'époque romaine.....	15
Figure (2.1) illustration de la force de Gravité .....	16
Figure (2.2) : illustration du principe de la pression .....	17
Figure (2.3) : La pression statique entre deux points .....	18
Figure (2.4) : Pression statique dans différents points .....	18
Figure (2.5) : La pression statique qui devient nulle dans un réservoir .....	19
Figure (2.6): Installation d'une brise charge pour respecter la pression nominale du tuyau et exemple avec une hauteur max =75m .....	20
Figure (2.7): Illustration du niveau statique et du niveau dynamique dans une conduite....	21
Figure (2.8) : Variation des pertes de charge selon le débit d'eau dans les tuyaux.....	23
Figure (2.9) : Schéma des conduites d'adduction gravitationnelle sous pression .....	24
Figure (2.10): : Schéma des conduites d'adduction à niveau libre .....	24
Figure (2.11) : Schéma des conduites d'adduction avec fonctionnement par pompage ...	24
Figure (2.12) : Dimensionnement des conduites d'adduction gravitationnelle .....	28
Figure (2.13) : Emplacement d'un récipient à air sous pression 1. Horizontal, 2. Vertical.	30
Figure (2.14) : Combattre le coup de bélier avec un récipient type hydrophore .....	31
Figure (2.15) : Schéma hydraulique pour le calcul des conduites d'adduction par pompage.....	31
Figure (2.16) : Détermination du diamètre économique d'une conduite qui fonctionne par pompage.....	33
Figure (2.17) : Conduites d'adduction à 2 branches, reliées par des bretelles .....	37

Figure (2.18) : Regard de vanne de ligne et de vidange.....	37
Figure (2.19) : Brise charge.....	38
Figure (2.20) : Regard de ventilation: R – ramification, F – loquet;.....	39
Figure (2.21) : Traversée de conduite en dessous du fond de la rivière.....	40
Figure (2.22) : Traversée non visitable au-dessous d'une voie ferrée .....	4
Figure (2.23) : Massif de soutien pour les épreuves de pression .....	44
Figure (2.24) : Schéma d'un système de pompage .....	46
Figure (2.25) : Types de pompes et courbes caractéristiques Sélection du type de pompe	49
Figure (2.26) : Types de pompes et courbes caractéristiques Sélection du type de pompe	50
Figure (2.27) : Point de fonctionnement énergétique.....	51
Figure (2.28) : Point de fonctionnement énergétique du couplage parallèle pour deux pompes .....	51
Figure(2.29) : Détermination du niveau de l'axe de la pompe.....	52
Figure (3.1) : la zone d'étude .....	54
Figure (3.2) : Schéma synoptique de l'alimentation en eau potable de la ville de Guelma	61
Figure (3.3) Diagramme du système d'alimentation de la ville de Guelma.....	62
Figure (3.4) : Adduction : Barrage Bou Hamdane – Station de traitement >>.....	63
Figure (3.5) : Situation générale du système d'AEP de Geulma.....	65
Figure (3.6) : Adduction Barrage Bou Hamdane (SP3, R6) .....	66
Figure (4.1) : schéma explicatif du diamètre économique .....	68
Figure (4.2) : Abaque de Moody .....	73
Figure (4.3) : Illustration d'un exemple de mesure .....	77
Figure (4.4) : Les tronçons concernés par le calcul prévisionnel.....	79
Figure (4.5) : tronçon réservoir tampon 1 - SP2 .....	80
Figure (4.6) : Alimentation en eau potable de la ville de Guelma (2040).....	88
Figure (4.7) : Recherche du point de fonctionnement de la SP1.....	90
Figure (4.8) : Recherche du point de fonctionnement de la SP2.....	91
Figure (4.9) : Recherche du point de fonctionnement de la SP3.....	93

## Sommaire

Chapitre 1 – Aperçu Historique.....	9
Introductions et aperçu historique .....	9
Chapitre 2 – conduites d’adduction.....	16
2.1 Conduites d’adduction gravitationnelle .....	16
2.2.1 Pression statique .....	18
2.2.2 Pression dynamique .....	20
2.3 Conduites d’adduction gravitationnelle sous pression .....	22
2.4 Conduites d’adduction gravitationnelle à niveau libre .....	23
2.5 Conduites d’adduction par pompage .....	23
2.6 Critères de sélection du schéma hydraulique pour les conduites d’adduction.....	24
2.7 Études nécessaires à l’élaboration du projet d’adduction .....	24
2.7.1 Études topographiques .....	25
2.7.2 Études géologiques et géotechniques .....	25
2.7.3 Études hydrochimiques .....	25
2.8 Conception des conduites d’adduction.....	27
2.8.1 Établissement du trajet des conduites d’adduction .....	27
2.9 Dimensionnement de la section des conduites d’adduction.....	28
2.9.1 Calcul hydraulique des conduites d’adduction.....	28
2.9.2 Calcul hydraulique des conduites d’adduction gravitationnelle sous pression.....	28
2.10 Les solutions recommandées pour combattre le coup de bélier .....	30
2.10.1 les adductions gravitationnelles .....	30
2.11 Calcul hydraulique des conduites d’adduction gravitationnelle par pompage.....	32
2.12 sécurité de fonctionnement des conduites d’adduction .....	34
2.13 Matériaux utilisés pour réaliser les conduites d’adduction .....	36
2.14 Ouvrages annexes situés sur les conduites d’adduction.....	38
2.14.1 Regards.....	38
2.14.1.1 Regards de vanne de ligne.....	38

2.14.1.2 Regards de vidange .....	38
2.14.1.3 Regards de ventilation.....	40
2.14.1.4 LES BRISE CHARGE .....	40
2.14.1.5 Traversée des cours d'eau et des voies de cummunication.....	40
2.14.1.6 Traversée des voies de communication.....	42
2.15 Traversée aérienne de vallées (rivières) .....	43
2.15.1 Épreuve de pression des conduites.....	43
2.16 Stations de pompage.....	45
2.16.1 Composition des stations de pompage .....	46
2.16.2 Paramètres caractéristiques concernant le fonctionnement des SP.....	46
2.16.3 Sélection des pompes .....	49
Chapitre 3 – Présentation de la zone d'étude et Evaluation de l'offre et la demande.	54
3.1 La zone d'étude .....	54
3.2 Evolution de la population .....	55
3.3 Situation hydraulique actuelle .....	56
3.4 Estimation des besoins .....	57
3.5 Le bilan deau .....	59
3.6 Description du système d'approvisionnement .....	62
3.6.1 Organisation du réseau d'adduction .....	64
Chapitre 4 – Dimensionnement des conduites .....	68
4.1 Calcul hydraulique .....	68
4.2 Diagnostic de prévision.....	77
4.2.1 Dimensionnement des adductions gravitaires .....	80
4.2.2 Dimensionnement des adductions par refoulement .....	68
4.2.2.1 Charges annuelles d'amortissement et des charges annuelles d'exploitation .....	84
4.3 Dimensionnement des pompes.....	90
4.3.1 Dimensionnement de la SP1 .....	90
4.3.2 Dimensionnement de la SP2 .....	92
4.3.3 Dimensionnement de la SP3 .....	93
Concussion et bibliographie	



## Chapitre 1 : Aperçu Historique

Les usages de l'eau ont évolué au cours de l'histoire. La conquête de l'eau par l'homme a été longue. Depuis toujours, l'homme a eu la préoccupation de la maîtrise de l'eau. Très tôt, il a cherché à conduire l'eau ou il en avait besoin et s'il semble normal aujourd'hui que l'eau coule au robinet, de nombreuses étapes ont été franchies avant d'y parvenir. Ainsi les usages de l'eau ont évolué au cours du temps. Des porteurs d'eau à la distribution d'eau potable à domicile, des aqueducs romains aux usines modernes de traitement des eaux, de la répartition empirique des usages de l'eau par les différents corps de métiers à la gestion rationnelle et institutionnalisée des ressources.

La conquête de l'eau par l'homme fut longue. Les hommes quand ils en avaient la possibilité ont toujours essayé de faire attention dans leur choix pour l'eau destinée à leur boisson. Le rapport entre les hommes préhistoriques et l'eau est très mal connu. Tout ce qui a été constaté, c'est que la plupart des sites paléolithiques connus se trouvent proches d'un cours d'eau. Mais on ne sait rien sur les critères de choix de l'eau à boire. Pour alimenter les maisons et les palais, les fontaines, et les latrines, (Figure 1.1) les sources et les puits ne suffisant plus, les hommes durent aller chercher l'eau potable sur les hauteurs autour des villes. En Asie mineure, en Afrique du nord et dans presque toute l'Europe, des vestiges, plus ou moins bien conservés, parlent encore de l'inventivité des hydrauliciens du passé.



Figure (1.1) : Latrines doubles romaines sur le site de Timgad en Algérie.

L'adduction d'eau est maîtrisée dès la Haute-Antiquité : pour irriguer les terres, les Égyptiens creusent des canalisations. Ils inventent un dispositif (Figure 1.2), le "chadouf", pompes manuelles faites d'une perche avec contrepoids à laquelle on fixe une peau attachée comme récipient pour élever l'eau jusqu'au fossé d'irrigation des cultures. Lors de fouilles en Égypte, les archéologues ont retrouvé des segments de tuyaux en cuivre qui servaient sans doute à acheminer l'eau potable. Même chose pour l'empire perse ou les civilisations de l'Indus qui mettent en place des réseaux hydrauliques perfectionnés pour tirer le meilleur parti d'une eau particulièrement précieuse en ces zones menacées par le désert.



Figure (1.2) : Un chadouf

Lors des campagnes militaires, les Romains ont sans doute observé le réseau hydraulique égyptien pour se lancer dans les travaux de canalisation qui voient la généralisation des *fistula aquaria*. Ces tuyaux de plomb sont fabriqués à partir d'une plaque roulée autour d'une pièce de bois et soudée sur toute sa longueur. Ils portent des inscriptions (caractéristiques techniques, noms du donateur, du bénéficiaire et de l'administrateur). Le plomb, plus facile à manier que le cuivre et sans doute moins coûteux, présente pourtant un grave défaut : celui de contaminer l'eau de particules qui, ingérées, exposent le sujet au saturnisme, une maladie nerveuse très grave. Les premiers aqueducs furent des canaux creusés à travers les collines : Jérusalem, Mérida, Eupalinos, ce système sécurise l'approvisionnement en eau en cas de guerre et de siège de la ville. Les siphons, dans le système des aqueducs (Figure 1.3), est un travail beaucoup plus conséquent pour les hydrauliciens, notamment ceux construits en tuyaux de plomb sous l'Empire romain. Le siphon est une conduite sous pression, permettant de franchir des vallées dont l'espace ou la profondeur nécessiteraient un ouvrage d'art trop coûteux, sinon techniquement impossible. C'est un dérivé du principe physique de l'équilibre des liquides ; ce même principe était utilisé autrefois sur les chantiers pour tirer le « trait de 1 mètre », avec le tuyau en caoutchouc, avant l'arrivée du laser.



Figure (1.3) : Principe d'un aqueduc avec pont-siphon comprenant : le réservoir de chasse, le réservoir de fuite et les tuyauteries en plomb sur les rampants.

Dès l'antiquité, en Chine, aux Indes, en Egypte, dans l'Empire romain, de très importants aménagements hydrauliques, souvent destinés à l'irrigation, ont permis de modifier la répartition de l'eau dans le temps par les barrages, ou dans l'espace par les canaux et les aqueducs. Aucune phase du cycle de l'eau n'a été épargnée par les hommes dans leur volonté de maîtrise de l'eau. On a puisé l'eau des lacs et des rivières et recueilli l'eau de pluie dans des citernes. On a creusé des puits et des qanats (Goblot, 1979) pour exploiter les eaux souterraines (Les qanats d'Arabie et d'Iran, les foggaras du Sahara, sont des systèmes de puits très profonds, jusqu'à 250 mètres, et de galeries parfois très longues, jusqu'à 50 kilomètres, permettant l'exhaure des eaux souterraines par voie gravitaire). Des puits aériens ont même permis, utilisant l'inertie thermique d'amoncellements de pierres, de condenser l'humidité de l'air. Aujourd'hui, dans certains pays, on dessale l'eau de mer sur une grande échelle.

Dans Antiquité, Hippocrate avait déjà constaté que l'eau consommée par les habitants d'une région avait une influence sur leur santé. Les aqueducs d'Antiquité amènent dans les villes des eaux captées à leur source ou dans les cours d'eau en amont des concentrations de populations. A cette époque existait donc déjà une volonté de fournir une eau saine en fonction bien sûr des connaissances de l'époque. Lorsque la population humaine a commencé à s'agrandir intensément, les approvisionnements en eau n'étaient plus suffisants. L'eau potable devait être extraite depuis différentes sources. Il y a environ 7000 ans, Jéricho stockait l'eau dans des puits qui étaient utilisés comme des sources. Les hommes ont alors commencé à développer des systèmes de transport d'eau potable. Le transport s'effectuait grâce à de simples canaux, des digues en sable ou en roche. Plus tard, on a commencé à utiliser des sortes de canalisations. L'Égypte utilisait des branches de palmier, la Chine et le Japon utilisaient du bambou. Par la suite, on a commencé à utiliser l'argile, le bois (Figure 1.4) et même le métal.



Figure (1.4) : Tuyaux en bois du moyen âge

Le peuple perse a recherché des rivières et des lacs souterrains. L'eau arrivait par les trous des roches dans des puits dans les plaines.

Vers 3000 av. J.C., la ville de Mohenjo-Daro (Pakistan) s'approvisionnait énormément en eau. Dans cette ville, il y avait des bains publics avec des installations de chauffage de l'eau et des salles de bains. Ci-dessous quelques points de repère.

- En 6000 av J.C. : trace de puits en Mésopotamie,
- En 2500 av J.C. : pose de tuyaux en terre cuite par les Crétois pour amener l'eau aux habitations.
- En 1600 av J.C. : réalisation d'une citerne en mélèze en Suisse.
- En 300 av J.C. : l'aqueduc Aqua Appia amène l'eau dans Rome après la réalisation de canaux maçonnés.
- En 250 av J.C. : invention de la vis comme système de relevage de l'eau.
- En 100 av J.C. : mise en place de norias sur les puits pour monter l'eau à l'aide de godets.

Tableau ( 1.1) chronologie de créations des systèmes hydrauliques

début	lieu	exemple
4000 a. Chr.	Mésopotamie, Egypte, Chine	Canaux ouverts (irrigation)
3000 a. Chr.	Mohendscho-Daro (Pakistan)	Forages (puits), système d'alimentation en eau , des tuyaux coniques en argile DN 100
800 a. Chr.	Arménie	Longues canalisation avec aqueducs
500 a. Chr.	Grece	Nettoyage des eaux des citernes par filtres a sable, système de distribution tuyaux en bronze et fonte
300 a. Chr.	Empire Romain	Aqueducs, des tuyaux en plomb (DN 25 bis 300)
200 v. Chr.	Pergamon	Système d'alimentation, tuyaux argile DN 190, canalisation a hautes pression avec tuyaux en bronze pour des pressions jusqu'a 16 bar

A partir de la moitié du moyen âge l'essor urbain engendre de nouvelles difficultés d'approvisionnement. Les bourgs attirent de plus en plus de familles et l'alimentation en eau se dégrade à plusieurs niveaux : la quantité disponible, la qualité. Ceci a une influence sur l'hygiène et les maladies.

Ouvrir un robinet paraît tout naturel aujourd'hui, ce geste fait partie de nos usages. Pourtant ce n'est qu'à une date récente que l'on a pu obtenir de l'eau courante à l'intérieur des habitations. Pour transporter l'eau depuis les captages éloignés, nos ancêtres ont amélioré les simples canaux utilisés pour l'irrigation, en constituant des *aqueducs* (Figure (1.5) ; ce ne sont pas uniquement de hautes arches dont on connaît nombre de vestiges, mais étymologiquement, des ouvrages destinés à *conduire l'eau* par un canal, sur leur plus grande longueur, mais comportant aussi des tunnels, des tuyaux formant ce que l'on appelle un siphon inversé ou plus brièvement un siphon, et des passages surélevés sur des arcades.



Figure (1.5) Système de distribution (Rome)

En milieu urbain toutes les astuces sont utilisées pour récupérer l'eau à l'intérieur des maisons. **La Rome antique** distribuait de 300 à 900 litres par jour à chacun de ses citoyens. Pour arriver à ce résultat une administration gérait les 11 aqueducs, les 247 châteaux d'eau, les 967 bains publics, les 144 latrines publiques que comptera la cité à la fin de l'Empire. La distribution à domicile restait une faveur particulière accordée par l'Empereur.

Au Moyen Age, les aqueducs vont être abandonnés après les grandes invasions, cela oblige les habitants des villes à boire le plus souvent l'eau des cours d'eau. Les cours d'eau à cette époque évacuent souvent des déchets de toutes sortes.

Au XVIII<sup>e</sup> siècle, on considérait que l'eau en mouvement ne pouvait pas être mauvaise pour la santé mais qu'il fallait par contre se méfier des eaux stagnantes. L'eau des puits n'est pas forcément plus saine que celle des cours d'eau, surtout lorsque que la nappe phréatique est de faible profondeur. Dans les villes, seules les fontaines publiques alimentées à partir de sources captées fournissent une eau saine mais leur nombre est insuffisant.

A la fin du XVIII<sup>e</sup> siècle, un changement apparaît avec le développement de la chimie. Les chimistes ne se contentent plus de son apparence pour juger la qualité d'une eau. Les médecins et les hygiénistes prennent conscience qu'il faut faire une différence entre l'eau utilisée pour l'alimentation humaine et celle réservée à d'autres usages. La nécessité de séparer les eaux propres des eaux usées commence à s'imposer. Des filtres à base de pierres poreuses, de sable, laine... sont mis en place. Des médecins, des ingénieurs, des juristes, des administrateurs se préoccupent des problèmes d'hygiène. Ils contribuent à faire prendre en compte les découvertes scientifiques, à faire établir des règlements et voter des lois pour qu'une eau saine soit mise à disposition de tous.

Après 1850, les adductions d'eau sont faites de préférence à partir des sources captées. Quand l'eau de rivière doit être utilisée, elle est prise en amont de la ville, filtrée par des graviers et du sable et traitée, à l'aide de chlore par exemple. A partir de 1880, les travaux de Pasteur vont bouleverser la notion de potabilité. Il montre que les analyses physiques et chimiques ne sont plus suffisantes pour déclarer une eau potable. Il faut en plus pratiquer des analyses bactériologiques afin de détecter la présence de germes de maladies. La notion d'eau potable est donc redéfinie. Il ne suffit pas qu'une eau soit claire et courante pour être saine comme on l'imagine avant la découverte des microbes par Pasteur. Seules des analyses scientifiques peuvent permettre de déclarer une eau potable.

Le savoir hydraulique romain est propagé dans les nouvelles colonies de L'Afrique du Nord (ex Numidie) en l'an 105. Notamment en Tunisie et en Algérie comme témoignent les vestiges historiques. En Algérie les empreintes hydrauliques concernent surtout les aqueducs entre Toudja et Bejaia d'une longueur de 21 km. Dans les anciennes villes telles que Cherchell, Tipaza, Timgad ou Djemila, les aménagements hydrauliques urbains sont encore visibles. Les réseaux de distribution ont nécessité la mise en œuvre de beaucoup de tuyaux - déjà utilisés, localement, pour l'adduction. Les plus répandus étaient en terre cuite (Figure 1.6), les plus appréciés de Vitruve qui écrivait : " *ce qu'y a de mieux, ce sont les tuyaux en poterie de deux doigts de diamètre, dont les joints s'emboîtent, de sorte que celui du haut pénètre (dans celui du bas, et s'ont enduits de chaux vive détrempee d'huile*".



*Figure (1.6) : Tuyauterie en poterie avec joints en plomb coulé pour l'alimentation en eau de la ville d'Athènes au VI<sup>e</sup> siècle av. J.-C.*

**La terre cuite** anciennement utilisée est souvent poreuse et les racines pénètrent à l'intérieur au niveau des joints d'assemblage. Les tuyaux étant de faible longueur (environ 50 cm), le nombre de joints atteints des quantités impressionnantes. Les pertes sont importantes et l'eau qui coule à la fontaine est quelquefois insignifiante par rapport à l'eau introduite dans le tuyau au niveau de la source. Les risques d'infiltration d'eau parasites (en période de pluie) sont également plus grands et la pureté originelle de l'eau en est affectée. Lorsqu'ils sont utilisés "en pression", ces tuyaux résistent difficilement.

Plus tard les Romains ont répandu les tuyaux de plomb, parfois nuisibles pour la santé. Un très beau spécimen de tuyau en plomb se trouve à Londres, au British Museum (Figure 1.7) : il a une trentaine de centimètres de long, une vingtaine de diamètre, des bourrelets de renfort à ses extrémités, mais ne permettant pas le raccord par emboîtement. On les roulait à partir de grandes plaques obtenues par coulée en fonderie et portant souvent des caractères qui donnaient des indications, soit le nom du constructeur du tuyau (marque de fabrication) soit celui du propriétaire de la canalisation (Figure 1.8). Leurs diamètres étaient normalisés. (Signalons que, avant les Romains, les Grecs avaient fabriqué, comme à Pergame, des tuyaux de plomb résistant à une pression de 20 atmosphères).



Figure (1.7) Tuyau en plomb (British Museum )



Figure (1.8) Inscriptions peintes sur tuyaux de plomb de l'époque romaine

A partir de 1880 environ, les réseaux d'eau potable se développent. Les fontaines et les bornes fontaine commencent alors à se multiplier. Les bouches d'arrosage (qui permettent de nettoyer les rues), apparaissent progressivement. Le problème est que les besoins en eau ainsi créés se développent plus rapidement que les ressources disponibles. Il faut alors se lancer dans la chasse au gaspillage, afin d'éviter à nouveau les manques d'eau. L'eau arrive enfin directement dans les maisons avec principalement le système de distribution "à la jauge". Celui-ci consiste à faire passer un volume d'eau calibré constant à travers un appareil (ex. 150 litres par jour). Un tuyau rempli alors "une caisse" de stockage qui se situe dans les combles de l'habitation. Cette caisse est le plus souvent réalisée en bois avec un revêtement en zinc. Un robinet à flotteur arrête l'arrivée de l'eau afin d'éviter le débordement de "la caisse". Un tuyau en plomb redescend jusqu'au robinet de l'évier à la cuisine qui est alors le seul point d'eau de l'habitation. Les compteurs se vulgariseront progressivement et permettront d'avoir "la pression directe" au robinet par rapport au réservoir public principal qui les alimente. Les caisses deviendront alors inutiles. En dehors des zones canalisées, l'apparition de l'électricité va permettre d'avoir "l'eau courante" dans la maison. La pompe du moteur électrique remplira "la caisse" dans les combles et l'eau redescendra par gravité dans les installations.

Des fouilles archéologiques ont montré l'importance des citernes pour la satisfaction des besoins alimentaires et domestiques. A la campagne, dans les fermes, l'eau de pluie est récupérée et mise en réserve dans les citernes s'il n'y a pas de source proche. Les aqueducs des Grecs et des Romains aboutissent à des réservoirs, à partir desquels l'eau est distribuée dans les fontaines et les bassins publics de la cité et aux particuliers. Dans l'Antiquité, même quand des aqueducs existent, les civilisations méditerranéennes ont toujours utilisé des citernes permettant la récupération de l'eau de pluie ou éventuellement des petites sources temporaires. Avant que les distributions modernes d'eau n'existent, les fontaines coulent le plus souvent sans interruption. La quantité d'eau qui coule au bec de la fontaine est souvent faible et un bassin constitue une réserve dans laquelle les usagers peuvent puiser. Les Romains ont des robinets-vannes sur des conduites au plomb. L'usage des robinets ne devient courant qu'au XIXe siècle quand l'eau est distribuée sous pression. Pour distribuer l'eau sous pression, les ingénieurs et les fabricants du XVIIIe et du XIXe siècle doivent résoudre

plusieurs problèmes : fabrication en série de tuyaux métalliques, de branchements, de vannes, de robinets, d'appareils de mesure de débit, de joints étanches. Il leur faut aussi étudier l'écoulement de l'eau et déterminer les sections de conduites principales et secondaires.

La fonte apparaît dès la fin du XV<sup>ème</sup> siècle, elle remplace progressivement et massivement la terre cuite et les autres matériaux, car vers 1800 son coût de fabrication commence à être compétitif. Cependant la fonte ne s'impose pas immédiatement comme l'unique matériau des canalisations modernes. Dans ce domaine, également, la recherche est empirique : à la même époque, coexistent l'emploi du **plomb, du fer, de l'amiante-ciment**.



## Chapitre 2 : Conduites d'adduction

Les adductions sont des ouvrages et installations qui assurent le transport de l'eau entre la section de captage et les ouvrages de stockage du schéma d'alimentation en eau (Sogreah, 2010).

Littéralement, les transferts d'eau représentent le transport d'un volume d'eau d'un lieu géographique vers un autre, souvent d'un lieu de captage vers un lieu de distribution et d'utilisation. Ces ouvrages sont composés d'un moyen de transport (canalisation ou canal), d'un moyen de propulsion (gravité ou pompage) et d'éventuels ouvrages intermédiaires de prise d'eau, de stockage ou/et de régulation/sécurisation.

Ils peuvent se caractériser sous différentes échelles (débits, distance...) et remplir des objectifs qualitatifs et/ou quantitatifs.

Les schémas suivants de conduites d'adduction seront utilisés:

- Conduites d'adduction gravitationnelle;
- Conduites d'adduction par pompage.

### **2.1 Conduites d'adduction gravitationnelle**

Un système d'adduction en eau potable gravitaire ne dépend d'aucune autre force que celle de la gravité. C'est donc par gravité que l'eau stockée dans le réservoir diminue par son propre poids à l'intérieur des tuyaux et s'écoule des robinets. Mais ce système fonctionne uniquement si les tuyaux et les robinets sont à un niveau inférieur au niveau de l'eau au point de départ.

Pour illustrer ce fait, considérons l'exemple du dessin de la figure (2.1) :

- ✿ L'eau ne s'écoule pas car le robinet est à un niveau supérieur par rapport au niveau de l'eau dans le réservoir.
- ✿ L'eau sort du robinet mais avec une faible pression, car le robinet est proche du niveau de l'eau dans le réservoir.
- ✿ L'eau ne s'écoule pas car une partie des tuyaux se trouve à un niveau plus haut que le niveau de l'eau dans le réservoir.
- ✿ L'eau sort du robinet avec une bonne pression.

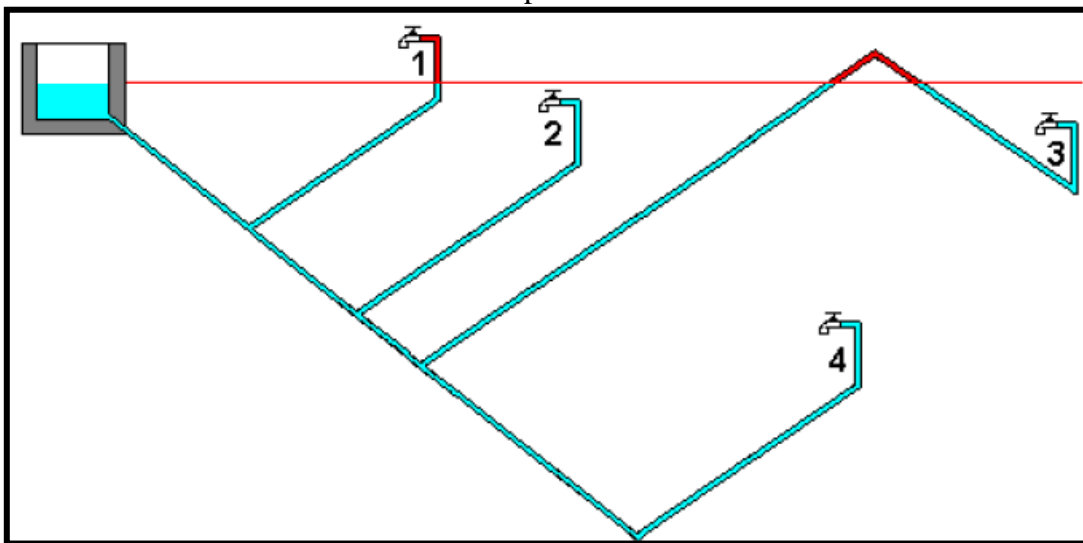


Figure (2.1) illustration de la force de Gravité

La pression dans un point considéré correspond (ou elle est équivalente) au poids de la colonne d'eau au-dessus de ce point. Sachant que la densité d'eau est de  $1 \text{ g/cm}^3$ , on peut facilement calculer le poids de la colonne d'eau au-dessus d'un point donné:

$$\begin{aligned} \text{Poids de la colonne d'eau} &= \text{Densité de l'eau} * \text{hauteur de la colonne d'eau} \\ &= 1 \text{ g/cm}^3 * \text{hauteur de la colonne d'eau (cm)} \\ &= \text{pression au point considéré (g/cm}^2) \end{aligned}$$

On obtient par la suite:

$$\begin{aligned} \text{Pression (g/cm}^2) &= 1 \text{ g/cm}^3 * \text{hauteur de la colonne d'eau (cm)} \\ &= \text{hauteur de la colonne d'eau (cm)} \end{aligned}$$

La pression exercée par l'eau au fond d'une colonne d'eau dépend uniquement de la hauteur de la colonne d'eau Figure (2.2).

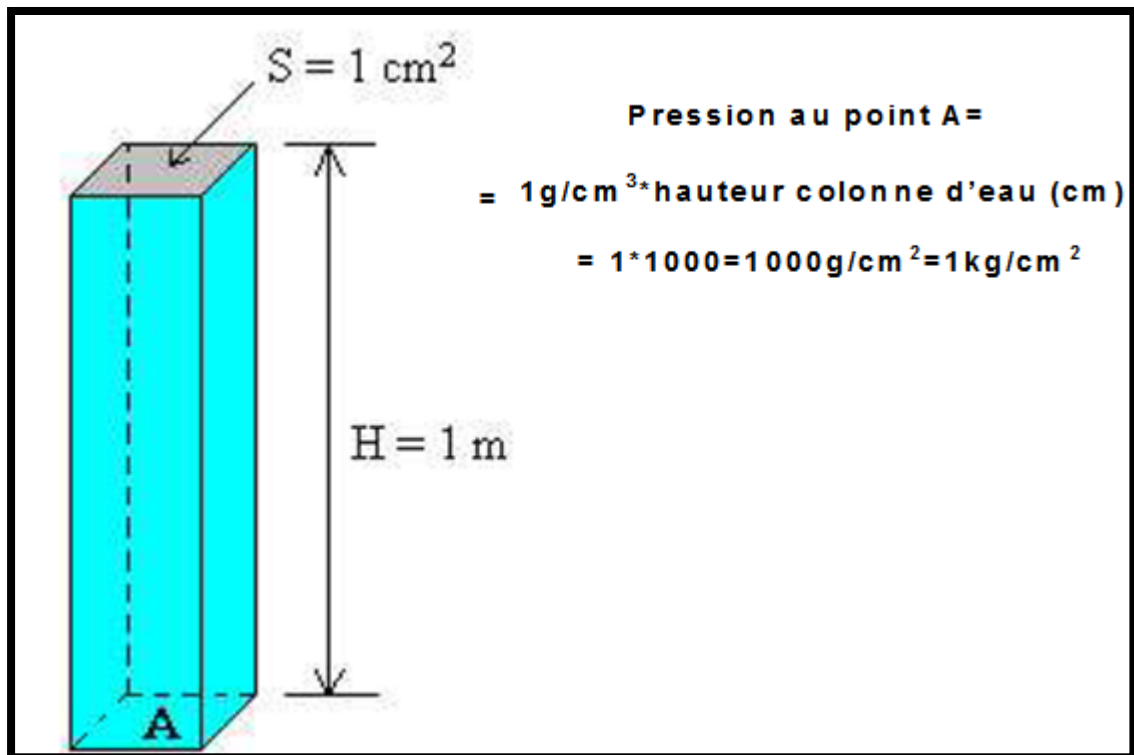


Figure (2.2) : illustration du principe de la pression

Par ailleurs, Il faut distinguer entre la pression statique et de la pression dynamique:

- ◆ La pression statique est la force exercée par l'eau sur les parois des tuyaux lorsque tous les robinets sont fermés (l'eau ne circule pas dans les tuyaux),
- ◆ La pression dynamique est la force exercée par l'eau sur les parois des tuyaux lorsqu'un ou plusieurs robinets sont ouverts (l'eau circule dans les tuyaux).

## 2.2.1 Pression statique

La pression statique correspond au poids de la colonne d'eau entre le point le plus élevé du tuyau et le point considéré (Dupont, 1980) (figure 2.3), elle est donc égale à la différence de hauteur entre le point le plus haut du tuyau et le point considéré. Le point le plus élevé du tuyau correspond à la surface libre de l'eau dans l'une des différentes infrastructures du système alimenté par gravité (le bassin versant de printemps, le réservoir d'enroulement, le réservoir de pression de rupture ou le réservoir).

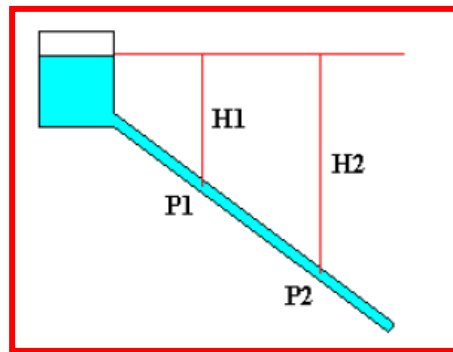


Figure (2.3) : La pression statique entre deux points

La pression exercée par l'eau dans le tuyau au point P1 = hauteur H1 (en mètres). La pression exercée par l'eau dans le tuyau au point P2 = hauteur H2 (en mètres). Si on considère le cas représenté par la figure (3.4), les pressions dans les points A, B, C, D, E sont les suivantes :

- Point A:  $P_{\text{statique}} = 10$  mètres.
- Point B:  $P_{\text{statique}} = 15$  mètres.
- Point C:  $P_{\text{statique}} = 20$  mètres.
- Point D:  $P_{\text{statique}} = 25$  mètres.
- Point E:  $P_{\text{statique}} = 30$  mètres

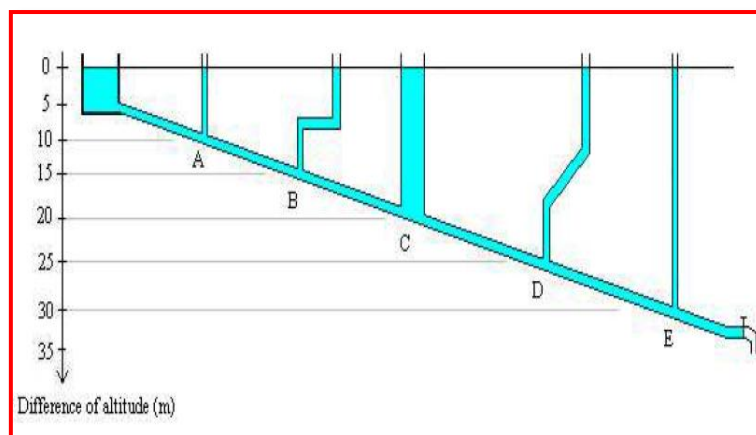


Figure (2.4) : Pression statique dans différents points

Pour les projets simples, la pression statique est la pression maximale qui peut exister dans les tuyaux. Les tuyaux utilisés pour les systèmes alimentés par gravité sont résistants à une certaine pression, appelez la pression nominale (NP): si la pression dans le tuyau est supérieure à cette NP, il existe un risque de rupture. La gamme de pression nominale des conduites généralement utilisée pour le système alimenté par gravité est donnée dans le tableau (2.1).

**Tableau (2.1) le niveau de pression dans les conduites**

Type de conduite	La pression nominale	La pression statique ( $P_{max}$ )
Les conduites en plastique Pvc et polyéthylène PVC, PE	NP 6	60 M
	NP 10	100 M
	NP 16	160 M
Acier Galvanisé	NP 16	160 M
	NP 25	250 M

Si la pression imposée par la topographie est trop importante comparativement à la pression nominale des conduites disponibles, il est recommandé d'implanter une brise charge qui ramène la pression dans le réseau à la pression atmosphérique. En effet, chaque fois que nous avons une surface libre d'eau en contact avec l'atmosphère, la pression statique devient nulle, car elle est en équilibre avec la pression atmosphérique.

Dans un réseau, les surfaces libres sont le réservoir, dans ce cas il n'est pas recommandé d'implanter une brise charge. Il n'est donc pas possible d'avoir un réseau où le réservoir est placé comme illustré par la figure (3.5) (cas B).

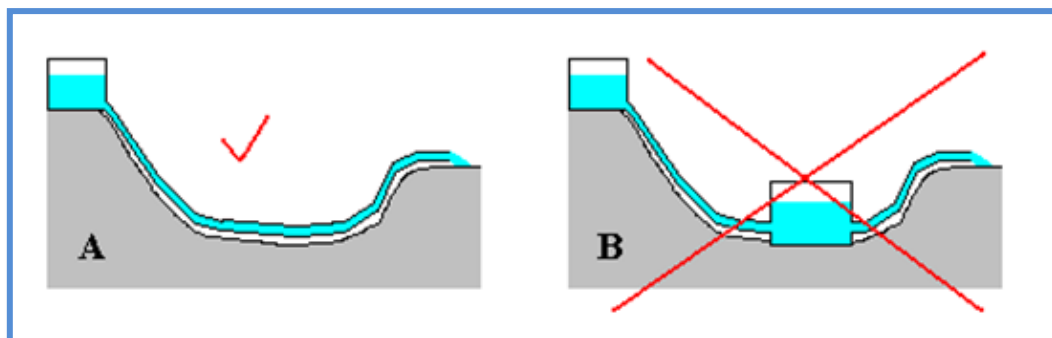


Figure (2.5) : La pression statique devient nulle dans un réservoir: le scénario B n'est pas possible, l'eau ne couleras pas dans le deuxième réservoir.

Lorsqu' on considère le cas illustré par la figure (2.6), on remarque que la pression nominale des tubes devrait être NP10. Si le niveau disponible est seulement NP6 (c'est-à-dire une différence maximale de hauteur de 60 mètres), il est possible d'installer une brise charge pour contrôler la pression.

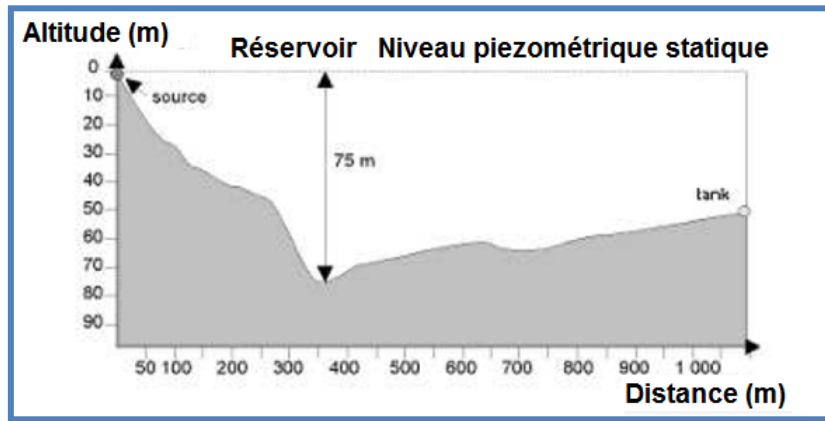


Figure (2.6): Exemple avec une hauteur max,  $H_{\max} = 75\text{m}$ .

La figure (2.6) montre le cas dans lequel une brise charge est construite, ce qui permet d'obtenir des pressions statiques maximales de 32 bar en amont et 43 bar en aval.

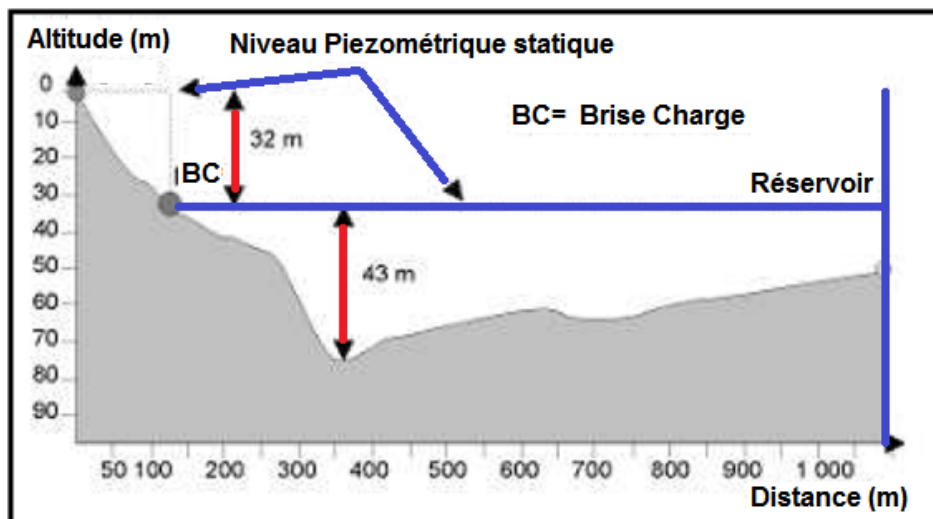


Figure (2.6): Installation d'une brise charge pour respecter la pression nominale du tuyau (NP6).

### 2.2.2 Pression dynamique

La pression dynamique est la force que l'eau exerce dans les tuyaux lorsque les robinets sont ouverts et que les tuyaux sont pleins d'eau. La pression dynamique est inférieure à la pression statique, car suite aux frottements l'eau perd de l'énergie. Ces pertes de pression sont appelées «pertes de charge». Lorsqu'on trace la ligne de pression on obtient ladite ligne piézométrique. Une partie de l'énergie de l'eau est réduite par les pertes de charge ( $\Delta P$ ) pendant le transport de l'eau, d'où la naissance d'une pression résiduelle est définie par:

$$P_{residuelle}(bar) = H(m) - \Delta P(m)$$

Ce phénomène est illustré par la figure (2.7).

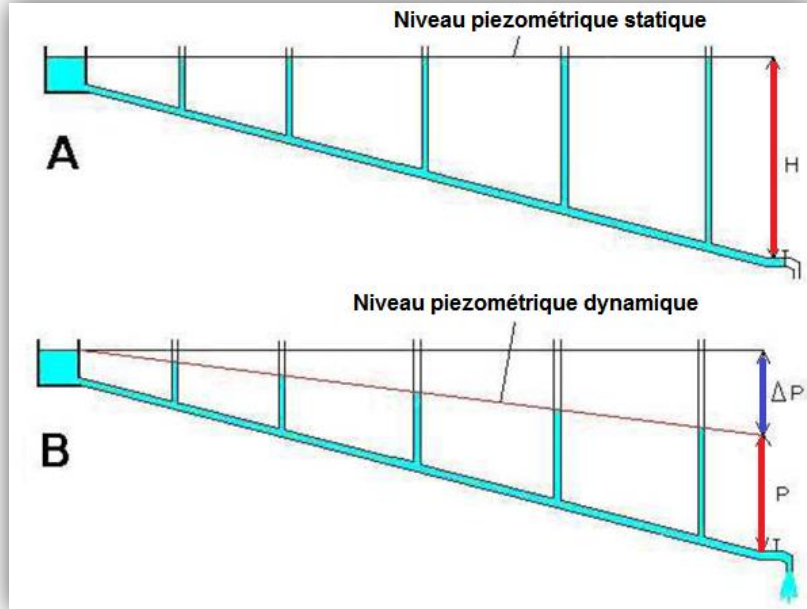
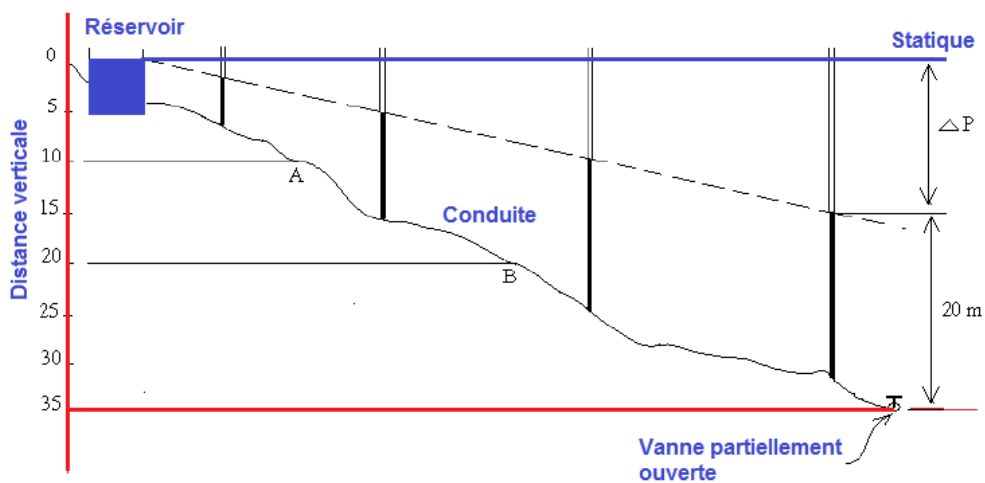


Figure (2.7): Illustration du niveau statique et du niveau dynamique dans un conduit

La figure ( 2. 8) montre la variation du niveau piézométrique dynamique en fonction du débit d'eau dans les tuyaux: Plus le robinet est ouvert, plus la quantité d'eau circulant dans le tuyau → plus l'eau perd de l'énergie → plus les pertes de la tête sont importantes Plus petite est la pression résiduelle.



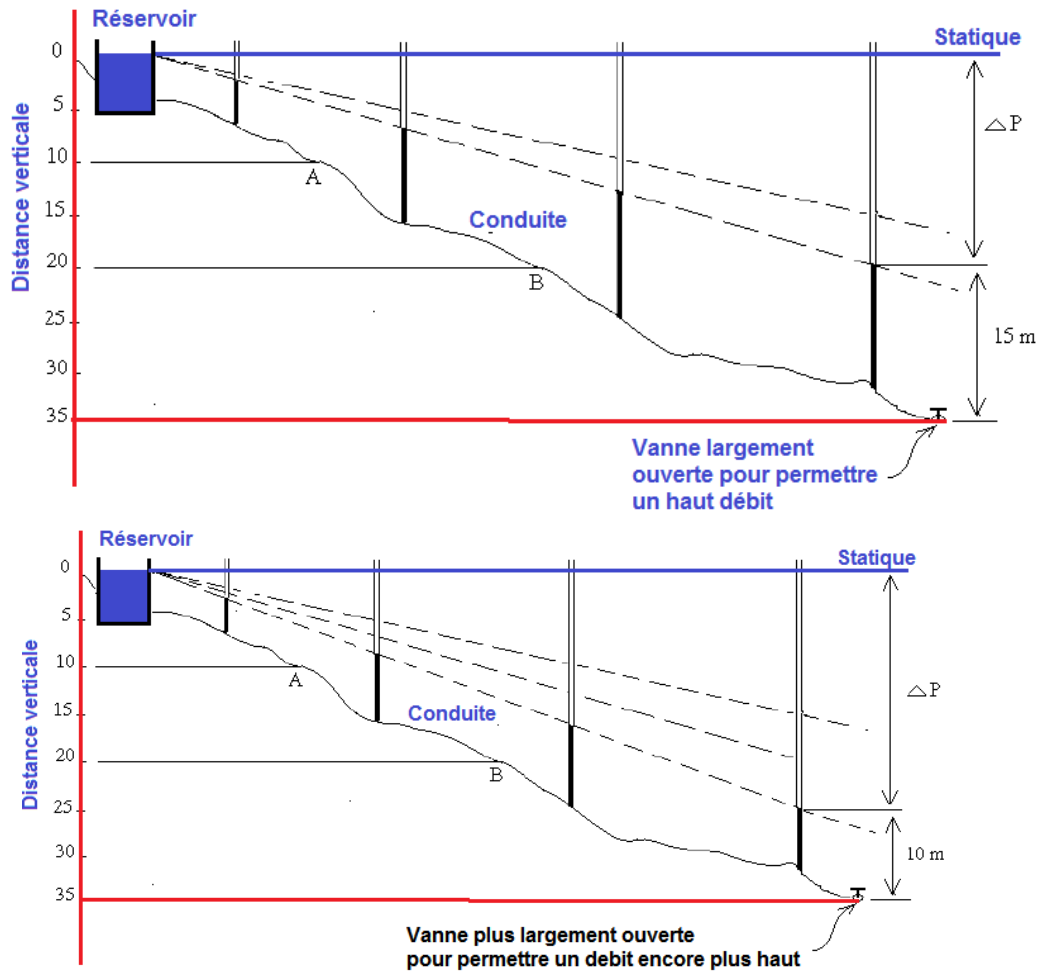
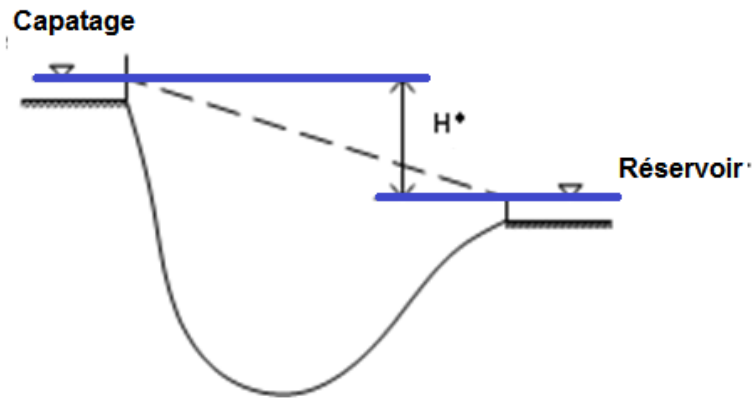


Figure (2.8): Variation des pertes de charge selon le débit d'eau dans les tuyaux.

### 2.3 Conduites d'adduction gravitationnelle sous pression

On les adopte lorsque:

- la charge hydrodynamique  $H^*$  est assurée entre le niveau de captage et celui du réservoir;
- le débit ne dépasse pas les valeurs élevées; on considère un grand débit celui dont la valeur est supérieure à  $1\,000\text{ dm}^3/\text{s}$ ;
- les conduites d'adduction de grande longueur peuvent desservir les utilisateurs en système régional;
- la qualité de l'eau transportée doit être maintenue;
- le relief du terrain entre le point de captage et le réservoir permet la réalisation de cet ouvrage.



**Figure (2.9) :** Schéma des conduites d'adduction gravitationnelle sous pression

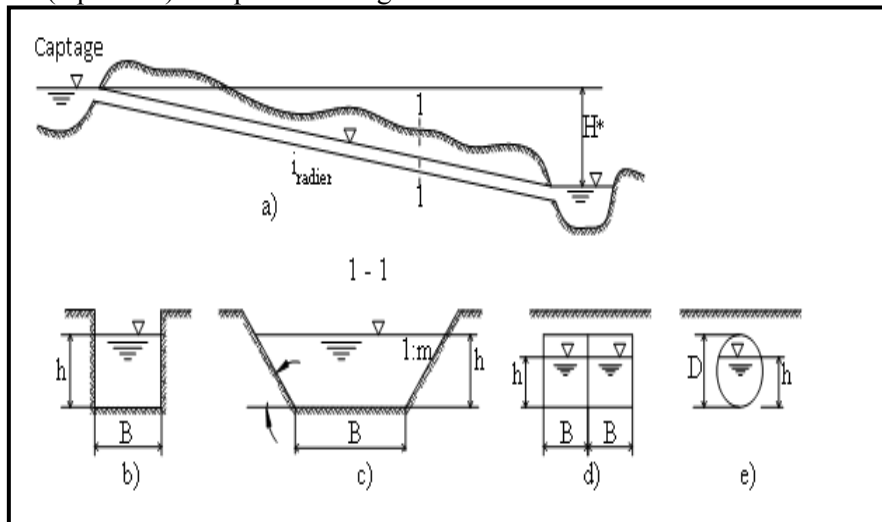
## 2.4 Conduites d'adduction gravitationnelle à niveau libre

On les adopte lorsque:

- le niveau du point de captage est plus élevé que le niveau du réservoir;
- la pente du terrain est relativement uniforme entre le point de captage et le réservoir; un nombre d'ouvrages d'art réduit (traversées de rivières, vallées, chemins de fer, routes nationales);

Les conduites d'adduction à niveau libre peuvent être:

- ✿ ouvertes (canaux) en l'absence de restrictions relatives à la qualité de l'eau;
- ✿ fermées (aqueducs) lorsqu'on envisage la conservation de l'eau.



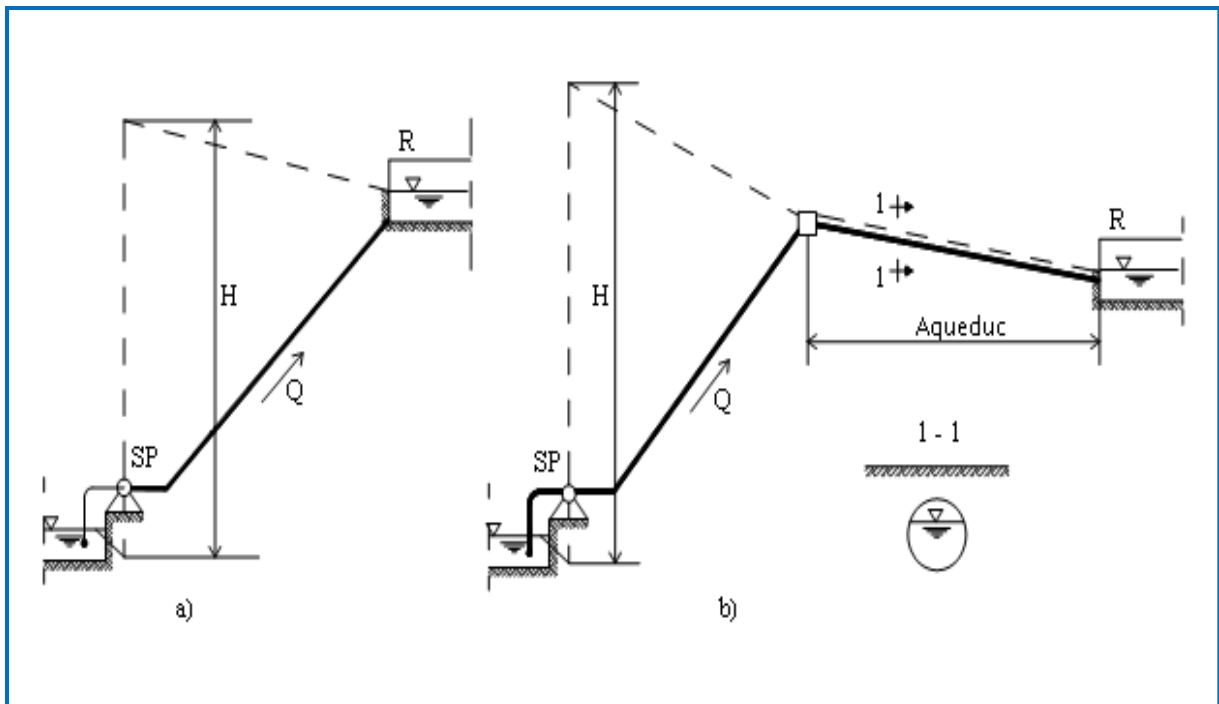
**Figure (2.10) :** Schéma des conduites d'adduction à niveau libre (a).

Sections caractéristiques: b, c. canaux ouverts; d, e. aqueducs.

## 2.5 Conduites d'adduction par pompage

On les adopte lorsque le captage se trouve à un niveau inférieur à celui du réservoir. Le pompage peut être effectué en une seule étape ou en plusieurs étapes, sur la base d'un calcul d'optimisation en fonction également de la configuration du trajet.





**Figure (2.11).** Schéma des conduites d'adduction avec fonctionnement par pompage,  
a) Adduction simple par pompage; b) Adduction complexe: pompage et aqueduc.

## 2.6 Critères de sélection du schéma hydraulique pour les conduites d'adduction

La sélection d'une des solutions est effectuée par une analyse technico-économique (sogreah, 2010). On tient compte des possibilités d'exécution (outillages nécessaires, durée d'exécution, matériaux disponibles), des dommages produits par la mise hors service sur la durée d'exécution des conduites d'adduction de certaines surfaces de terrain.

On tient compte si:

- la solution est sûre;
- la solution est envisageable;
- les conduites d'adduction peuvent être placées le long d'une voie de communication;
- la protection sanitaire des conduites d'adduction d'eau potable est possible;
- le coût d'investissement est raisonnable;
- l'énergie englobée est minimale;
- le fonctionnement n'est pas interrompu en hiver.

## 2.7 Études nécessaires à l'élaboration du projet d'adduction

Afin d'élaborer les projets d'adduction, il est impératif de conduire des études topographiques, géologiques, géotechniques et hydro chimiques. L'ampleur et le degré d'approfondissement des études pour diverses étapes de conception sont établis par le concepteur avec l'accord du bénéficiaire en collaboration avec les unités qui réalisent les études concernées et par rapport à la taille et à l'importance du système d'alimentation en eau.

### 2.7.1 Études topographiques

Les études topographiques doivent fournir les plans suivants à des échelles convenables au niveau de détail demandé:

- le plan général d'encadrement dans la zone à l'échelle 1:25 000 ou 1:10 000;
- plan de situation du trajet choisi, avec des courbes de niveau, qui présente en termes de position, de forme et de dimension toutes les particularités planimétriques et altimétriques du terrain à l'échelle 1:2 000 ou 1:1 000;
- les rapports des ouvrages trouvés dans l'aire des travaux d'adduction; routes, bâtiments, ponts, conduites, câbles, etc.;
- sections transversales à travers les lits des rivières, des rivages, des versants, des voies de communication sur le trajet de l'adduction;
- la situation de la propriété foncière;
- le positionnement des éventuelles zones de pollution;
- La matérialisation sur le terrain des points topographiques doit être réalisée pour assurer une application correcte du projet.

### 2.7.2 Études géologiques et géotechniques

Les études géologiques et géotechniques doivent fournir des données sur:

- la stabilité du terrain sur le trajet des conduites d'adduction
- Terrain de fondation. Profondeurs maximales de gel.
- les caractéristiques géotechniques du terrain: la catégorie du terrain, l'angle de frottement, la cohésion du terrain, le poids volumique, l'humidité, le coefficient de compactage, la perméabilité, la profondeur minimale des fondations;
- l'inclinaison admissible du talus aux tranchées sans soutien et la catégorie du terrain du point de vue de l'exécution de l'excavation;
- le niveau des eaux souterraines; si l'eau souterraine ou le terrain présente une agressivité par rapport aux bétons ou aux constructions métalliques;
- les mesures spéciales pour la stabilisation du terrain dans les zones susceptibles de glissements, ou pour prévenir les glissements;
- l'appréciation sur la stabilité du terrain dans l'hypothèse des pertes d'eau en adduction;
- les mesures spéciales pour la fondation dans des terrains à résistance réduite, dans des terrains avec compactage, dans des terrains contractiles et dans des terrains macroporeux.

### 2.7.3 Études hydrochimiques

- Les études hydrochimiques doivent préciser:
- les caractéristiques de qualité de l'eau transportée corrélée avec les influences sur le matériau des canalisations;
- les caractéristiques de l'eau souterraine du point de vue de l'action sur le matériau du tuyau et sur les ouvrages auxiliaires;
- les caractéristiques du sol de fondation sur le matériau du tuyau;
- la résistivité du sol.

## 2.8 Conception des conduites d'adduction

La conception des conduites d'adduction est basée sur:

- le schéma général du système d'alimentation en eau, avec l'indication de la position dans le plan et du degré de niveau de captage, de la station de traitement de l'eau et des réservoirs;
- le débit de calcul  $Q_I$ ,  $Q_{II}$  qui remplit l'exigence et les besoins en eau de l'utilisateur;
- les conditions spéciales afin d'assurer le débit minimal en cas de dommage;
- la qualité de l'eau à transporter, qui déterminera la solution et le matériau de la conduite;
- l'avis de géologie géotechnique sur les caractéristiques du terrain sur le trajet des conduites d'adduction, qui détermineront: les éventuelles modifications du trajet, le choix du matériau de construction de la conduite et serviront à effectuer les calculs de résistance des conduites d'adduction.

### 2.8 .1 Établissement du trajet des conduites d'adduction

#### 2.9

L'établissement du trajet est réalisé sur la base de la documentation topographique et géologique – géotechnique en tenant compte du mode de fonctionnement: par gravitation à niveau libre ou sous pression et par pompage. Pour choisir le trajet et la section longitudinale des conduites d'adduction, les critères suivants seront pris en compte:

- le trajet des conduites d'adduction doit être réalisé afin que la ligne piézométrique au fonctionnement normal ne descende dans aucun point en dessous du niveau supérieur de la voûte de la conduite;
- le trajet des conduites d'adduction doit être le plus court, facilement accessible, placé le long des routes existantes, en évitant les terrains accidentés, glissants, marécageux, inondables et les zones densément construites; il doit également éviter les zones avec des eaux souterraines au niveau proche du niveau du terrain et les zones où le terrain ou l'eau souterraine présente une agressivité par rapport au matériau de la conduite;
- les trajets le long des côtes seront évités;
- le trajet doit éviter les éventuels passages de routes, voies ferrées et rivières importantes qui nécessitent les travaux spéciaux;
- le trajet doit être adapté au terrain, afin que dans la section transversale de la conduite d'adduction soit réalisé un petit nombre de points élevés et bas qui ont besoin de regards spéciaux et qu'on obtienne un volume minimal de terrassements;
- dans la section longitudinale, les conduites d'adduction doivent avoir une couverture minimale de terre assurée, égale à la profondeur de gel minimale dans la zone concernée; la condition de profondeur minimale de fondation imposée par l'étude géotechnique doit être également respectée;
- dans la section longitudinale, la conduite d'adduction est prévue avec des pentes de minimum 0,5 ‰ en évitant les parties de palier qui rendent difficile l'évacuation de l'air vers les regards de vanne.

Dans la section longitudinale de la conduite d'adduction, on précisera:

- ✿ le matériau et les dimensions des conduites;
- ✿ les niveaux d'excavation;
- ✿ les niveaux de l'axe des conduites ou du radier du canal;
- ✿ la ligne piézométrique;
- ✿ les pentes d'excavation dans les sections;
- ✿ la position des installations et des ouvrages afférents aux conduites d'adduction;
- ✿ la position des travaux souterrains existants sur le trajet.

## Dimensionnement de la section des conduites d'adduction

### 2.9.1 Calcul hydraulique des conduites d'adduction

#### Calcul hydraulique des conduites d'adduction gravitationnelle sous pression

Pour les calculs expéditifs, on utilise la formule Chezy – Manning:

$$Q = A \cdot C \cdot (R \cdot i)^{0,5}, \quad (\text{m}^3/\text{s}) \quad (2.1)$$

Où:

Q = débit de dimensionnement ( $\text{m}^3/\text{s}$ );

A = section active de la conduite ( $\text{m}^2$ );

$C = (1/n) * R^{1/6}$  Coefficient de Chezy;

$1/n$  = coefficient (inverse de la rugosité relative) dont les valeurs indicatives sont:

- 74 pour les tubes en béton simple;
- 83 pour les tubes en béton armé précontraint et tubes métalliques;
- 90 pour les tubes en matières plastiques, tubes en polyesters armés avec fibres de verre.

R = rayon hydraulique,  $R = D/4$  (m), pour les conduites avec section circulaire;

D = diamètre intérieur de la conduite (m);

i = perte de charge unitaire.

A partir de la figure (2.9) il résulte que le plus petit diamètre de la conduite (investissement minimal) est réalisé lorsque l'énergie disponible  $H^*$  est égale à la perte de charge ( $h_f = i \cdot L$ ).

À partir de cette corrélation d'optimisation, on peut calculer la valeur  $i = H^*/L$ .

À partir de la relation (2.1), en connaissant Q, i et la rugosité du matériau  $1/n$  on peut déterminer le diamètre de la conduite. La vitesse de l'eau est calculée en tenant compte de l'écoulement permanent et uniforme:

$$v = \frac{Q}{A} \quad (\text{m/s}) \quad (2.2)$$

Le calcul du coefficient de Darcy  $\lambda$  peut être effectué également en utilisant la formule de Colebrook-White:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \cdot \lg \left( \frac{2,51}{Re\sqrt{\lambda}} + \frac{k}{3,71 \cdot D} \right) \quad (2.3)$$

où:

Re – Nombre de Reynolds,  $Re = \frac{v \cdot R}{\nu}$  (adimensionnel)

D – Diamètre intérieur de la conduite (m);

k – Coefficient de rugosité absolue ( $k = 0,003 \text{ mm} \div 30 \text{ mm}$ ).

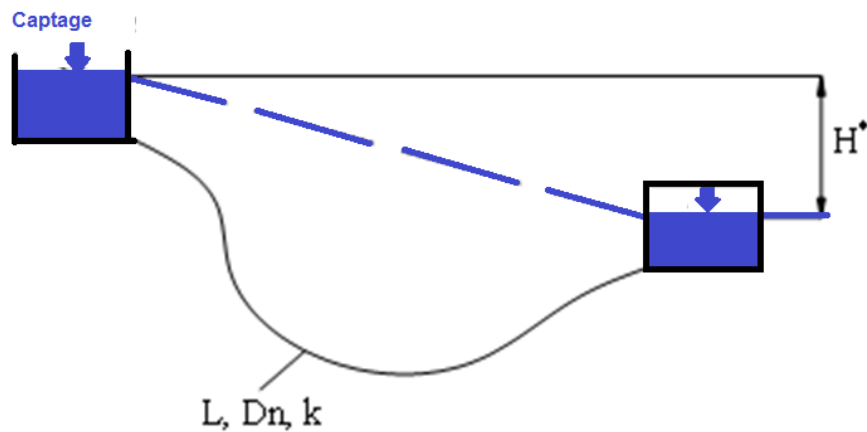
R – Rayon hydraulique (m);

$\nu$  – Coefficient de viscosité cinématique;

v – Vitesse de l'eau dans la conduite (m/s);

$H^*$  – Charge hydrodynamique.

Le calcul est effectué par des estimations successives, en choisissant une valeur D, et la détermination de la valeur Re et  $\lambda$ ; le calcul est continué jusqu'à ce que pour une valeur D proposée, la relation 6.3 est satisfaite.



**Figure (2.12)** Dimensionnement des conduites d'adduction gravitationnelle.

Sur la base de la valeur,  $\lambda$  on détermine:

$$h_r = \lambda \frac{L}{D} \cdot \frac{Q^2}{2 \cdot g \cdot A^2} \quad (\text{m}) \quad (2.4)$$

La solution est trouvée par des estimations successives en adoptant le diamètre pour lequel toute l'énergie disponible est consommée afin de vaincre la résistance hydraulique  $\Sigma h_r \equiv H^*$ .

Dans les situations où sur une conduite sous pression avec fonctionnement gravitationnel ou par pompage, un arrêt brusque de l'écoulement se produit (fermeture brusque, arrêt de l'électropompe, rupture de la conduite), l'énergie de la masse d'eau se dissipe dans un processus oscillatoire de compression-détente qui peut déterminer la rupture (le dommage) de la conduite. Le phénomène est nommé coup de bélier (choc hydraulique). Le coup de bélier est caractérisé par des ondes de pression qui se propagent le long de la conduite avec la vitesse du son. La lutte contre le phénomène du coup de bélier est réalisée par:

- des conduites réellement élastiques (PEHD);
- des dispositifs capables de réduire l'ampleur du phénomène.

Pour les calculs rapides on calcule la valeur de la surpression:

$$\Delta p = \pm \rho * C * \Delta v \quad (\text{m}) \quad (2.5)$$

$$c = \sqrt{\frac{E_a / \rho}{1 + \frac{D}{e} \frac{E_a}{E_c}}} \quad (\text{m/s}) \quad (2.6)$$

et on détermine la pression maximale dans les conduites  $p = H_g + \Delta p$

Où:

$c$  – Célérité (m/s); avec des valeurs de l'ordre 900 ÷ 1100 m/s pour les conduites en béton, acier;

$g$  – Accélération gravitationnelle ( $\text{m/s}^2$ );

$E_a, E_c$  – Module d'élasticité de l'eau, respectivement du matériau de la conduite ( $\text{N/m}^2$ );

$D, e$  – Diamètre, respectivement l'épaisseur de la paroi de la conduite (m);

$\rho$  – Densité de l'eau ( $\text{kg/m}^3$ ).

## 2.10 Les solutions recommandées pour combattre le coup de bélier:

### 2.10.1 pour les adductions gravitationnelles,

- la fermeture lente des vannes ( $v_0 - v$ ) réduite jusqu'à ce que la surpression puisse être prise par la résistance du matériau de la conduite;
- la vitesse de fermeture des vannes avec flottant aux réservoirs ou regards de rupture de la pression sera si petite que la surpression sera acceptable (normalement, une fermeture de la vanne dans un temps 10 fois supérieur au temps de réflexion  $2l/v_0$ , où  $l$  est la longueur de la conduite, ne conduit pas à la surpression);
- l'ouverture de la vanne sera lente, en fonction de la taille des vannes d'aération;

➤ assurer les vannes d'aération dans tous les points élevés et dans les regards de vanne de ligne, afin que, au moment de la rupture de la conduite et l'apparition d'une pression négative, ne se produise pas un vide dans la conduite (l'effet de vide peut être déterminé par l'aspiration des garnitures, l'aspiration d'eau sale de l'extérieur par les orifices de la conduite).

○ **Les solutions recommandées pour combattre le coup de bélier:**  
 ▪ **pour les adductions gravitationnelles,**

- l'augmentation du moment d'inertie de la pompe, afin que l'arrêt soit effectué très lentement;
- la réalisation de châteaux d'eau qui assurent l'accumulation de l'eau dans la conduite montant la surpression et l'envoi d'une quantité d'eau du château dans la conduite, au moment lorsque le vide se produit dans la conduite (c'est une solution sûre, mais coûteuse; elle est raisonnable pour les systèmes avec hauteur de refoulement jusqu'à 20 m); la position favorable du château est établie au cas par cas;
- la disposition de récipients avec coussin d'air est la meilleure solution, relativement facilement à réaliser et à placer; à proximité des pompes on met un récipient (réservoir type hydrophore) lié par une conduite avec vanne réglable; il est plein, partiellement avec de l'eau, partiellement avec de l'air, à une pression égale avec la pression de régime de la conduite; lorsque l'onde de surpression apparaît dans la conduite, une partie de l'eau de la conduite rentre dans le récipient, augmentant la pression de l'air jusqu'à l'égalisation avec la nouvelle pression dans la conduite; lorsque l'onde de surpression passe, l'air dans le récipient se détend, en poussant dans la conduite une quantité d'eau (jusqu'à l'équilibre de la pression récipient-conduite) et évitant les valeurs de pression négatives dans la conduite.

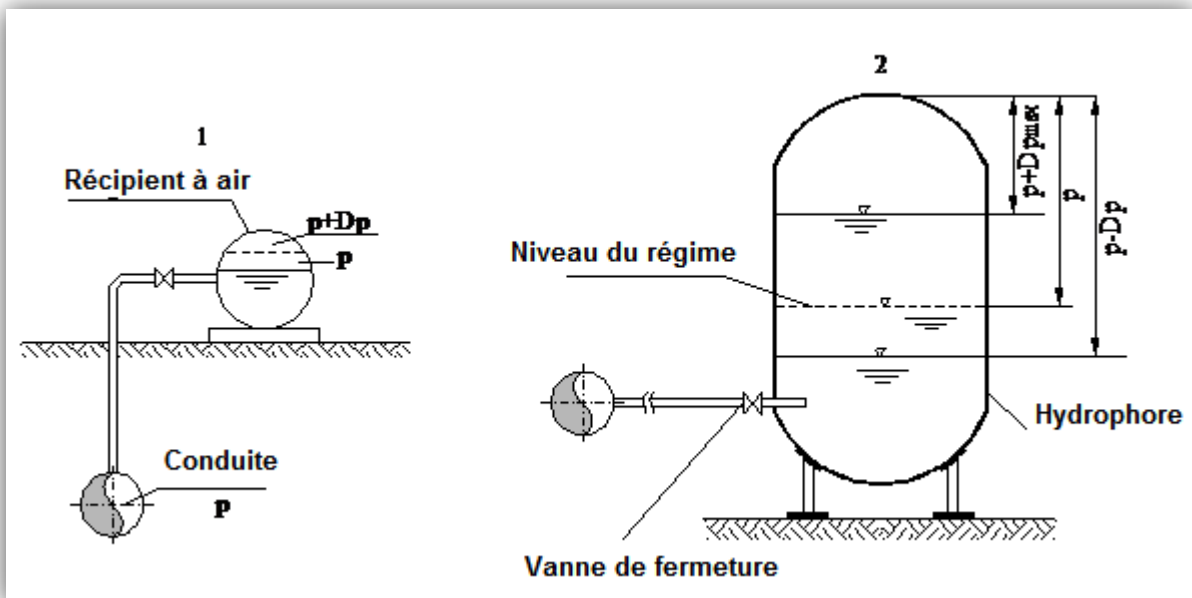


Figure (2.13) : Emplacement d'un récipient à air sous pression 1. Horizontal, 2. Vertical.

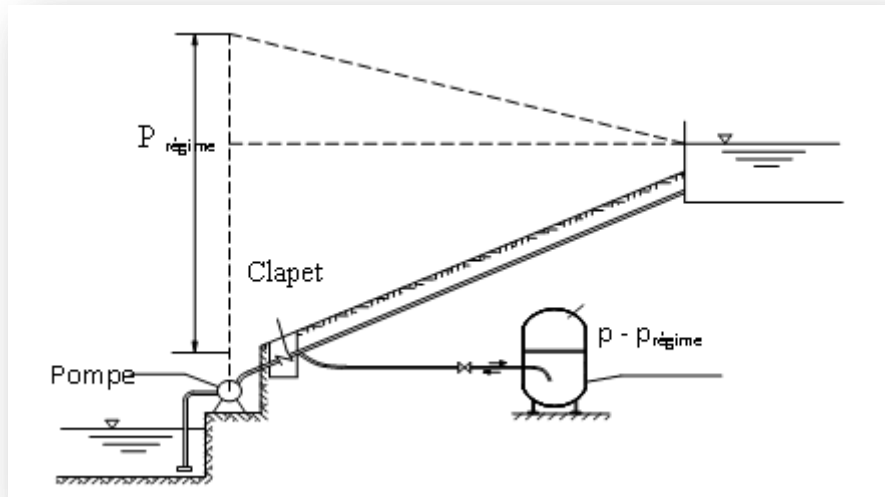


Figure (2.14) : Combattre le coup de bélier avec un récipient type hydrophore

## 2.11 Calcul hydraulique des conduites d'adduction gravitationnelle par pompage

Dans le cas des conduites d'adduction fonctionnant par pompage interviennent:

- ➡
- ➡
- ➡ l'énergie de pompage nécessaire pendant le fonctionnement; il y a une multitude de solutions, car des diamètres, des matériaux et des outillages différents peuvent être adoptés;

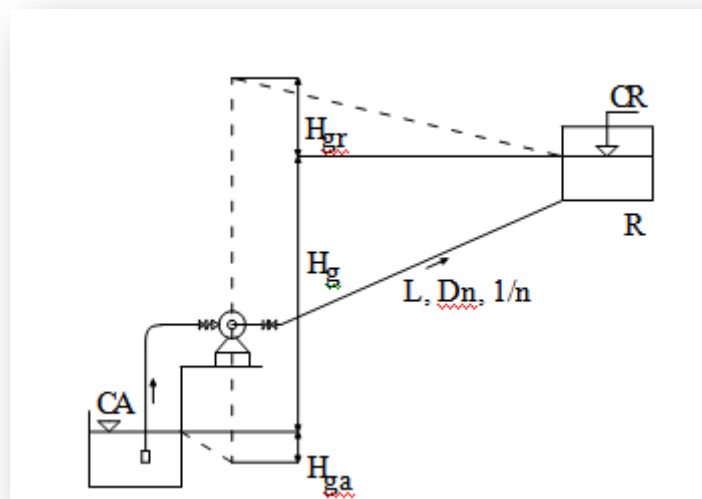


Figure (2.15). Schéma hydraulique pour le calcul des conduites d'adduction par pompage



➡ la hauteur géodésique de pompage:

$$H_g = C_R^{max} - C_A^{min} \text{ (m)} \quad (2.7)$$

➡ la hauteur de pompage:

$$H_p = H_g + H_{ga} + H_{gr} \text{ (m)} \quad (2.8)$$

où:

$H_{ga}$  – somme des pertes de charge sur le système hydraulique d'aspiration

$$H_{ga} = \frac{v^2}{2g} \left( \sum \zeta_i + \lambda_i \frac{l_i}{D_i} \right) \text{ (m)} \quad (2.9)$$

$\zeta_i$  - coefficients de perte de charge locale,  $\lambda_i$  – coefficient de Darcy.

$H_{gr}$  – perte de charge distribuée sur la conduite de refoulement;

$$H_{gr} = \lambda \frac{L}{D} \cdot \frac{v^2}{2g} \text{ (m)} \quad (2.10)$$

$\lambda$  – coefficient de pertes de charge;

➡ puissance nécessaire:

$$P = \frac{\rho \cdot g \cdot Q \cdot H_p}{\eta} \text{ (W)} \quad (2.11)$$

$\rho$  – Densité de l'eau (kg/m<sup>3</sup>)

$g$  – Accélération gravitationnelle (m/s<sup>2</sup>);

$Q$  – débit (m<sup>3</sup>/s)

$H_p$  – Hauteur de pompage (m)

$\eta$  - Rendement de la pompe;

➡ Energie consommée

$$E = P \cdot t_F \text{ (Wh)} \quad (2.12)$$

➡ Coût de l'énergie annuelle:

$$C_E = P \cdot t_F \cdot c_E \text{ (DA)} \quad (2.13)$$

$t_F$  = nombre d'heures de fonctionnement;

$c_E$  = coût spécifique de l'énergie (DA/kWh).

- ➡ Le coût de l'énergie baisse par l'augmentation du diamètre.
- ➡ L'investissement accroît avec l'augmentation du diamètre.

Le coût d'investissement dépend du diamètre, du matériau, des caractéristiques du trajet, de la méthode d'exécution, de la longueur des conduites d'adduction. Le diamètre économique est déterminé à partir de la condition que la somme des coûts d'investissements annuels ( $aI$ ) et des coûts d'exploitation ( $C_E$ ) soit minimale (figure 2.16).

$a$  – taux d'amortissement.

$$a = I/T_r \quad (2.14)$$

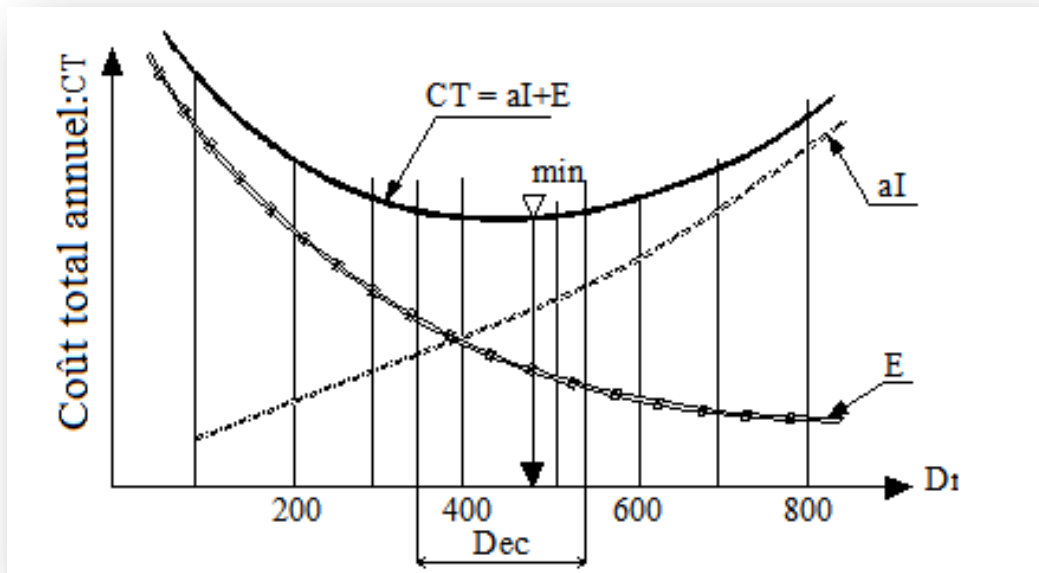
$I$  – investissement;

$T_r$  – durée normalisée de travail de la conduite, généralement de 50 ans.

Pour les calculs rapides, on peut utiliser une valeur pratique pour la vitesse économique.

La vitesse économique ou le diamètre économique dépend:

- de la valeur du débit ( $Q$ ) – généralement  $v_{ec}$  augmente avec la valeur du débit;
- de la durée de fonctionnement du système: la réduction de la durée de fonctionnement augmente la vitesse économique (par exemple pour 1 h/jour  $v_{ec} > 3$  m/s);
- du rendement et de la qualité des outillages.



**Figure (2.16) :** Détermination du diamètre économique d'une conduite qui fonctionne par pompage

## 2.12 Sécurité du fonctionnement des conduites d'adduction

Afin d'assurer le fonctionnement continu d'un système de transport de l'eau où un dommage réparable peut intervenir dans un temps  $T$ , la solution économique est choisie en fonction:

- de la longueur des conduites d'adduction  $L$  (m);
- du débit des conduites d'adduction  $Q$  ( $m^3/s$ );
- de la pente hydraulique disponible sur les conduites d'adduction;
- de la taille du réservoir où l'eau est transportée.

La solution économique peut être réalisée:

- ✿ par une adduction à deux branches, interconnectées par des bretelles;
- ✿ par une conduite unique et la réserve d'avarie avec un volume qui assure la consommation pendant la période d'avarie  $T$  (h).

Dans le cas des conduites d'adduction fonctionnant par pompage, les mesures de sécurité se réfèrent également à la station de pompage (alimentation double en énergie électrique, pompes de secours, etc.).

En cas de dommage, le secteur avarié est isolé; le débit minimal assuré peut être calculé avec la relation:

$$Q_{min} = \sqrt{\frac{H^*}{0,25 \cdot s_o \cdot l \cdot (n+4)}} \quad (\text{m}^3/\text{s}) \quad (2.15)$$

Où:

$H^*$  – Charge hydrodynamique (énergie disponible du système);

$n$  – Nombre de bretelles;

$l = L/(n+1)$  – longueur d'un secteur de conduite entre deux bretelles;

$s_o$  – Mode spécifique de résistance hydraulique calculé avec la relation:

$$s_o = \frac{1}{k^2} \quad (\text{s}^2/\text{m}^6) \quad (2.16)$$

$k$  – Mode de débit

$$k = AC\sqrt{R} \quad (\text{m}^3/\text{s}) \quad (2.17)$$

Où:

$A$  – Section de la conduite ( $\text{m}^2$ );

$C$  – Coefficient de Chézy;

$R$  – Rayon hydraulique (m).

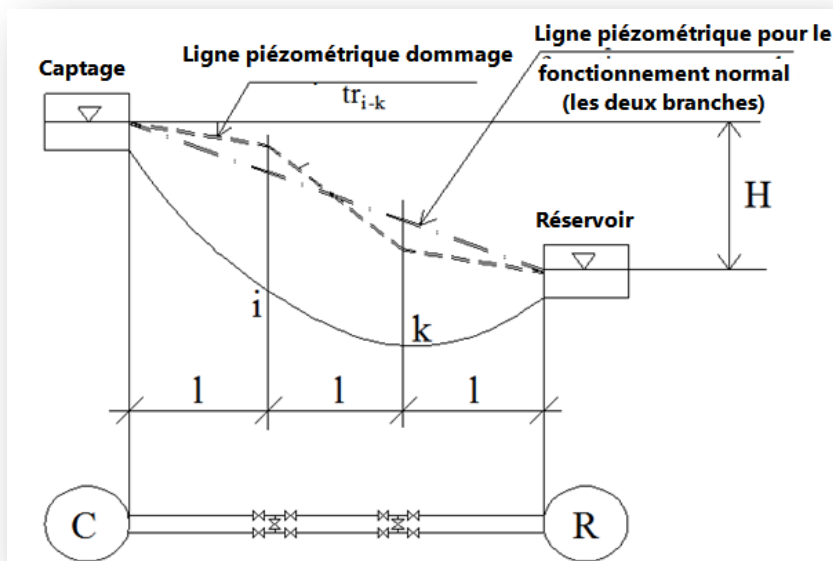


Figure (2.17) : Conduites d'adduction à 2 branches, reliées par des bretelles

Le volume de la réserve d'avarie sera déterminé afin qu'il assure l'alimentation de l'utilisateur pendant l'avarie dont la durée peut varier entre 6 et 24 heures en fonction:

- de l'équipement des conduites d'adduction avec des systèmes d'alarme SCADA et une vanne automatique qui permette l'isolation du secteur avarié en peu de temps;
- de l'équipement de l'opérateur avec des outillages et des systèmes d'intervention afin de réparer l'avarie en peu de temps;
- de l'accessibilité sur l'emplacement du dommage.
- du volume de la réserve de dommage:

$$V_{av} = Q_{ad} * t_{r.av} \quad (m^3) \quad (2.18)$$

$Q_{ad}$  – débit transporté par les conduites d'adduction ( $m^3/s$ );

$t_{r.av}$  – temps de réparation du (des) dommages.

### 2.13 Matériaux utilisés pour réaliser les conduites d'adduction

Le choix du matériau utilisé pour la réalisation des conduites d'adduction est effectué en fonction des conditions de fonctionnement (pressions, profil) et des conditions locales (agressivité du sol, capacité portante du sol, charges mécaniques extérieures). Les éléments suivants seront pris en compte:

- ✿ le diamètre nominal de la conduite;
- ✿ la pression intérieure;
- ✿ le type de liaisons (soudure, joints à brides, jointoiment à manches);
- ✿ la charge mécanique extérieure;
- ✿ la corrosion interne ou externe.

Pour les conduites d'adduction avec  $L > 1$  km seront analysées minimum 3 options de matériau en fonction:

- du coût d'investissement;
- du risque potentiel d'interruption du fonctionnement à cause d'une avarie;
- du comportement dans le temps, exprimé par la durée de vie et la modification des paramètres de résistance dans le temps; on prend en compte également l'influence de la qualité de l'eau transportée sur le matériau des conduites d'adduction.

La durée de fonctionnement des conduites d'adduction est de 50 ans.

**Tableau 2.2.** Matériaux utilisés couramment à la réalisation des conduites d'adduction

Matériau	Joints	Avantages	Inconvénients
<b>Fonte grise (GL)</b>	- à brides - à manche	- durabilité élevée - résistance à la corrosion	- matériau non résistant aux charges dynamiques et sismiques - jointoiement à manche et plomb de calfeutrage, extrêmement coûteux et main d'œuvre importante.
<b>Fonte ductile (GS)</b>	- à brides - à manche	- matériau flexible – résistant aux charges dynamiques; - joints garantis; - les conduites sont protégées à l'intérieur avec une couche de mortier traité du point de vue thermique et à l'extérieur avec protection en Zn.	-
<b>Conduites en acier</b>	- par soudure - à brides	- reprend en bonnes conditions les charges intérieures et extérieures illimitées	- la nécessité de protection intérieure/extérieure contre la corrosion - très coûteux
<b>Béton armé précontraint PREMO</b>	- à manche et bague en caoutchouc	- durabilité élevée - résistants aux actions dynamiques	- réparation des avaries coûteuse - coudes, raccords en matériaux différents
<b>Matières plastiques (PEID, PVC)</b>	- à douille préfabriquée - par soudage bout à bout	- légères (PE – 0,93 g/cm <sup>3</sup> , PVC – 1.4-1.6 g/cm <sup>3</sup> ) et avec des facilités particulières d'exécution et de montage par soudure ou brasage; - résistants autant à la corrosion de l'eau qu'à celle du terrain où les conduites sont placées.	- comportement dans le temps, pour des périodes de temps longues (20 – 30 ans), avec nombreuses inconnues; - coefficients de dilatation thermique élevés nécessitant des mesures spéciales d'emplacement.
<b>Autres types de matériaux (PAFSIN-résine polyester à fibres de verre)</b>	- avec manche à passer sur la conduite en même matériau - avec anneaux en caoutchouc élastomère	- poids réduit (1/4 par rapport aux conduites en fonte); - résistants à la corrosion - bon comportement aux charges dynamiques.	- le comportement de longue date n'est pas connu (50 ans), autant du point de vue de l'influence sur la qualité de l'eau transportée que sur le comportement structurel.

## 2.14 : Ouvrages annexes situés sur les conduites d'adduction

En fonction de la longueur, de la configuration dans le plan et du profil des conduites d'adduction, des voies de communication et des vallées ou des cours d'eau intersectés, des ouvrages et des installations annexes pour le bon fonctionnement du système de transport sont nécessaires. Les ouvrages annexes peuvent être groupés comme suit:

### 2.14.1 Regards

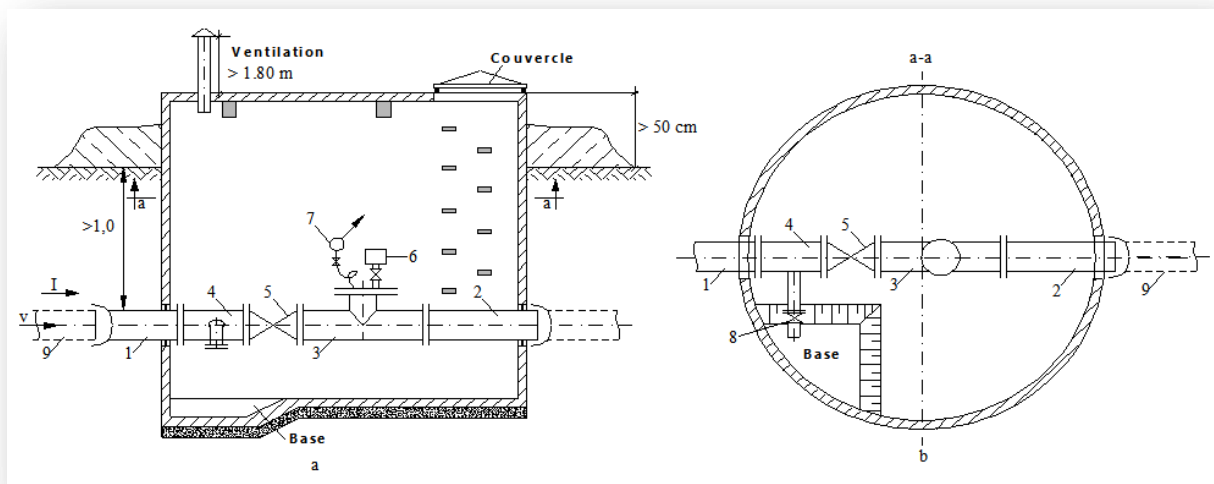
#### 2.14.1.1 Regards de vanne de ligne

Les regards de vanne de ligne sont prévus afin de permettre l'isolation d'un secteur de conduite dans le cas d'une avarie qui nécessite l'interruption du circuit d'eau. Ils sont placés dans les points de liaison (bretelles) entre deux conduites parallèles, aux traversées des voies de circulation et le long de la conduites tous les 2 – 3 km.

Le secteur de conduite en amont/en aval de la vanne est vérifié à la pression hydrostatique appropriée au profil des conduites d'adduction et on adopte des mesures appropriées (vannes de limitation de la pression, regards de rupture de pression).

#### 2.14.1.2 Regards de vidange

Les regards de vidange sont placés dans les points bas du profil des conduites d'adduction ou à leur proximité s'il y a la possibilité de la décharge gravitationnelle directe du tronçon de conduite dans un émissaire proche et en amont de chaque vanne de ligne.



**Figure (2.18)** : Regard de vanne de ligne et de vidange: a. Section verticale; b. Section horizontale; 1,2. Pièces métalliques raccord, 3. T à brides, pour l'accès; 5. Vanne de ligne, 3. Vanne d'aération, 7. Manomètre (transducteur de pression), 8. Vanne de vidange, 9. Conduite d'adduction.

Les dimensions des regards sont déterminées sur la base des données du catalogue des installations hydrauliques et pour assurer un espace de travail de 1,80 au minimum de hauteur et  $0,8 \times 0,8 \text{ m}^2$  (en plan); les mesures constructives seront prises en considération afin de permettre l'introduction/l'enlèvement de la plus grande pièce composante de l'installation hydraulique. Il est indiqué que le concepteur analyse en ensemble le trajet des conduites d'adduction, l'uniformisation des regards pour les vannes de ligne, les dispositifs de vidange et de ventilation.

### 2.14.1.3 LES BRISE CHARGE

Un brise charge n'est autre qu'un réservoir intermédiaire dans lequel une partie de l'énergie du jet d'eau, à son entrée, est brisée par une vanne pointeau V (Figure 2.19) donnant lieu ainsi à une perte de charge singulière. La partie restante étant transformée en énergie potentielle avec un niveau en aval N. Le jet à la sortie de la vanne V peut déboucher à l'air libre ou dans l'eau. Dans ce dernier cas le jet d'eau se trouve amortie par la masse d'eau. Dans ce cas l'obturateur de la vanne pointeau (V) est solidaire à un levier OAB, articulé en O, et portant en B un contrepoids en tôle. Celui-ci peut être rempli d'eau par une conduite souple qui relie le fond du contrepoids à la chambre. Ainsi, il y a toujours correspondance des niveaux d'eau dans le contrepoids et dans la chambre

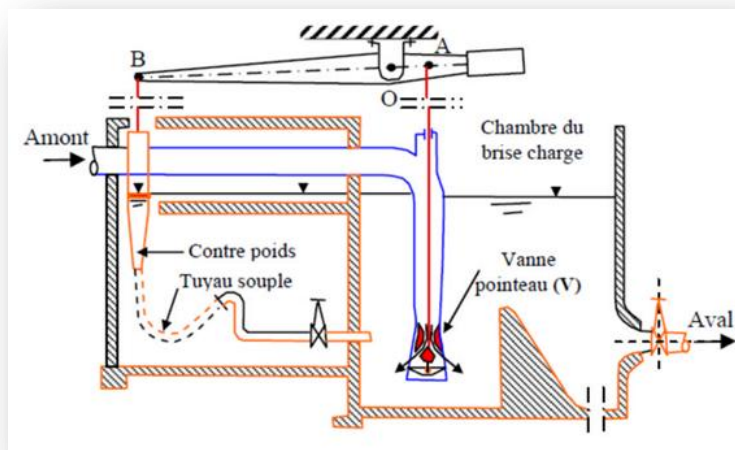
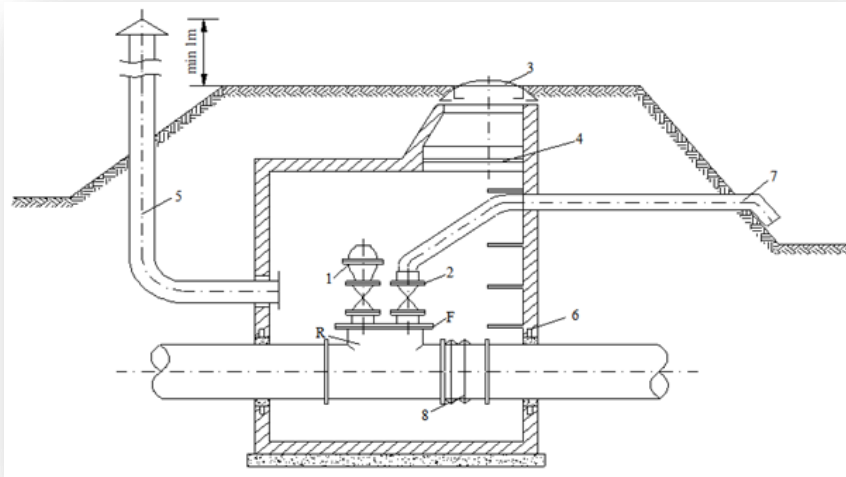


Figure (2.19) : Brise charge

Si le débit en aval diminue par suite d'une manœuvre de la vanne aval, le niveau d'eau dans le réservoir du brise-charge tend à augmenter. Ce qui correspond à une augmentation du niveau et du poids d'eau dans le contrepoids qui fait abaisser le levier qui tend à fermer la vanne V.

#### 2.14.1.4 Regards de ventilation

La soupape de ventilation a un double rôle: évacuer l'air collecté dans les points hauts du trajet et en même temps permettre la pénétration de l'air extérieur dans la conduite dans le cas de la vidange d'une conduite et la formation du vide aux coups hydrauliques. Etant donné que dans le raccord l'eau peut stagner, l'isolation thermique contre le gel est nécessaire.



**Figure (2.20) :** Regard de ventilation: R – ramification, F – loquet;

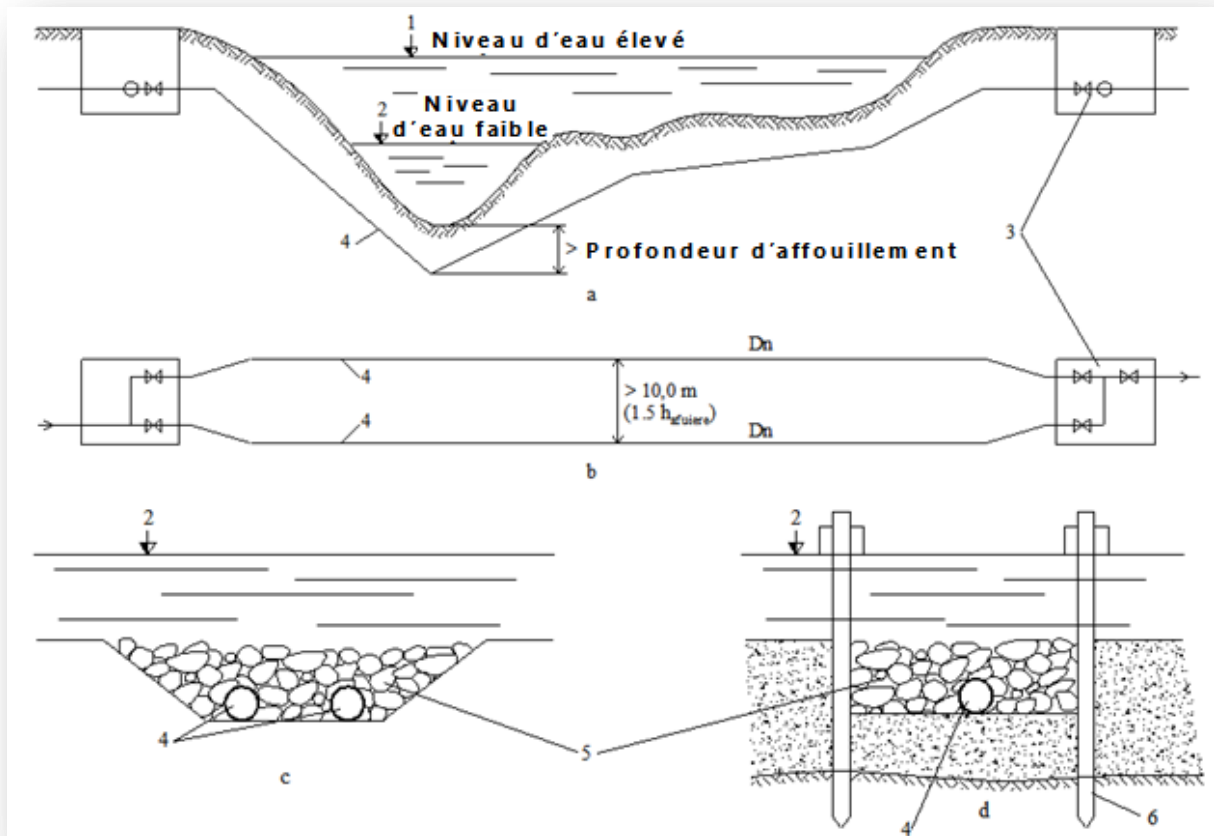
1. Soupape d'aération; 2. Robinet de contrôle; 3. Couvercle verrouillable; 4. Couvercle intérieur pour l'isolation thermique; 5. Ventilation; 6. Passage à travers la paroi; 7. Conduite d'évacuation pour la vérification du fonctionnement de la ventilation; 8. Compensateur.

#### 2.14.1.5 Traversée des cours d'eau et des voies de communication

##### a) Traversée des cours d'eau

Ces traversées peuvent être réalisées en enterrant la conduite sous le lit si l'intervention en cas de dommage peut être réalisée assez facilement. Pour des raisons de sécurité la traversée en enterrant la conduite sous le fond du lit (figure 2.21) est réalisée avec deux branches de conduites en acier ayant chacune des vannes d'isolation au bout. Les regards seront réalisés afin qu'ils ne soient pas noyés en cas d'inondations. Les conduites sont enterrées en-dessous de la profondeur d'affouillement de la rivière dans le secteur concerné et sont protégées avec des palplanches et enrochements ou uniquement avec des enrochements. Ce système de traversée présente des difficultés d'exécution et d'exploitation, et pour cette raison il est recommandé uniquement pour les vallées avec des débits réduits d'eau et avec une séparation claire entre le lit mineur et le lit majeur (lieu pour batardeau).



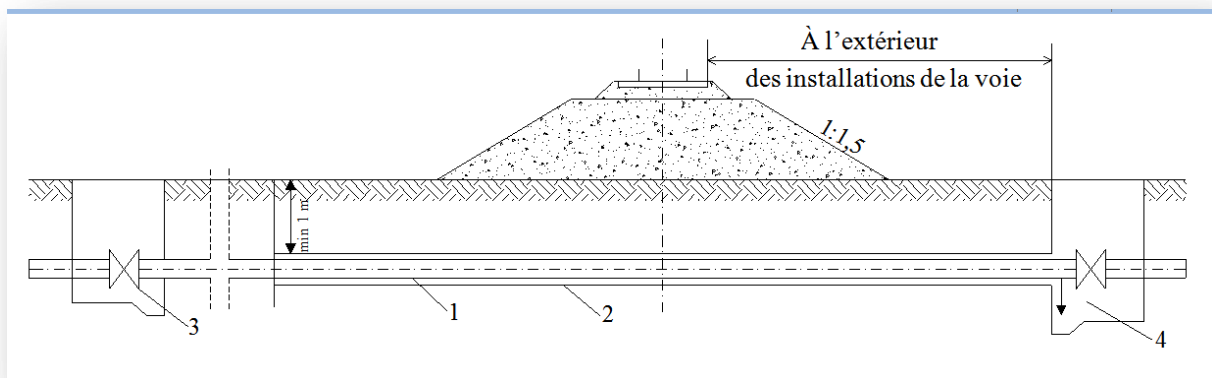


**Figure (2.21) :** Traversée de conduite en dessous du fond de la rivière: a. Section longitudinale; b. Plan; c. Section transversale de l'excavation en tranchées; d. Section transversale de l'excavation dans l'enceinte de palplanches; 1. Niveau d'eau élevé; 2. Niveau d'eau faible; 3. Regards de vannes; 4. Conduites; 5. Enrochements; 6. Palplanches.

L'intervention est effectuée à marée basse. Le débit de dimensionnement d'une conduite est  $0,7Q$ . Pour les rivières importantes (fleuves) on peut effectuer la traversée sous-fluviale par des méthodes de forage horizontal (pipe-jacking) à une profondeur convenable (2-3 fois la profondeur d'affouillement); le diamètre du forage sera (1,2 à 1,3) DN; sur chaque rive seront prévus des caissons nécessaires pour le montage/enlèvement de la machine de forage qui ultérieurement abriteront l'installation hydraulique d'isolation du tronçon de la traversée sous-fluviale; à l'intérieur du forage sera montée la conduite d'adduction formée par des tronçons montés dans le caisson de rive et tirés à l'intérieur du tube de protection. En fonction du degré de sécurité demandé pour les conduites d'adduction, sera analysée l'option de fournir 2 branches pour la traversée sous-fluviale avec la possibilité d'isolation de chacune d'elles. Des équipements pour le contrôle de la pression seront prévus sur les conduites d'adduction dans la zone de la traversée sous-fluviale, pour le contrôle de l'intégrité de la conduite et les éventuels enlèvements de la conduite dans la zone de la traversée sous-fluviale.

### 2.14.1.6 Traversée des voies de communication

À l'intersection des voies de transport les conduites d'adduction sont placées sous la voie de transport par une construction conformément aux dispositions annoncées ou imposées par l'autorité des voies de transport. La traversée est effectuée par des conduites protégées dans des tubes avec le diamètre supérieur à celui de la conduite d'adduction (figure 2.22) ou par des conduites montées dans des galeries de protection si la profondeur de l'emplacement de la conduite est supérieure à 4 m. Les traversées seront conçues et réalisées afin que, dans le cas des avaries, elles n'affectent pas la sécurité de la voie et la réparation de la conduite puisse être effectuée sans restrictions de circulation. La solution sera analysée par les bénéficiaires de la voie. Les traversées non visitables sont réalisées avec des tubes de protection en matériaux qui reprennent les sollicitations dues à la circulation par la méthode du forage horizontal (pipe-jacking). Les projets de traversée des conduites d'adduction par-dessous les voies de communication prévoient que le diamètre du tube de protection soit de 1,5 fois le diamètre de la conduite d'adduction. Aux bouts de la traversée sont prévus des regards de vannes. Dans le regard de vanne en aval pénètre également le bout du tube de protection, qui est monté en pente, afin de permettre l'écoulement de l'eau, qui éventuellement peut s'infiltrer à cause de la non-étanchéité de la conduite d'adduction. La conduite est soutenue au-dessus de la génératrice inférieure du tube de protection par l'intermédiaire des rouleaux ou des supports élastiques pour reprendre les charges dynamiques.



**Figure (2.22) :** Traversée non visitable au-dessous d'une voie ferrée: 1. Conduite métalliques; 2. Tube de protection; 3. Regard pour vanne d'isolement et pour valve d'aération; 4. Regard pour vanne d'isolement et pour vidange.

## 2.15 Traversée aérienne de vallées (rivières)

La traversée des conduites au-dessus des cours d'eau peut être également aérienne par l'utilisation des ponts existants, les conduites étant ancrées sous la console du trottoir ou aux entretoises du pont à condition des vérifications statiques et de résistance de l'ensemble et avec l'accord du bénéficiaire de l'ouvrage d'art; par des ponts aqueducs indépendants. Les solutions constructives pour ces ponts sont adoptées sur la base des calculs de structure et de coûts comparatifs entre les systèmes avec conduite autoportante sur piles ou ponts suspendus. Le choix de la solution dépend des conditions géotechniques de fondation de l'infrastructure et des conditions pour son exécution. Le calcul des ponts aqueducs est réalisé en respectant tous les principes de construction des ponts pour les voies de communication, en tenant compte aussi des efforts dus à l'eau. Pour la solution des ponts aqueducs on tient compte également des nécessités locales de traverser le lit de la rivière, le pont étant éventuellement réalisé afin de permettre aussi le passage des piétons, ou combiné avec la construction d'un pont routier exigé par les besoins de transport local. Le problème de la sécurité sera analysé en tenant compte que le dommage d'un tel pont peut être beaucoup plus grave que celle d'un pont habituel.

### 2.15.1 Épreuve de pression des conduites

Les éléments suivants seront pris en compte:

- lorsque la longueur de la conduite d'adduction dépasse 1,0 km, la surpression du coup de bélier est calculée et on établit les mesures suivantes de protection;
- pour les conduites avec des longueurs inférieures à 1,0 km la valeur de la surpression du coup de bélier est calculée par des méthodes expéditives.

La perte d'eau admissible à la fin de la période d'essai est calculée avec la relation:

$$\Delta V_{max} = 1,2 \cdot V \cdot \Delta p \cdot \left[ \frac{1}{E_W} + \frac{D}{e \cdot E_R} \right] \quad (\text{dm}^3) \quad (2.19)$$

Où:

$\Delta V_{max}$  – perte d'eau admissible en  $\text{dm}^3$ ;

V – Volume du tronçon de conduite à essayer, en  $\text{dm}^3$ ;

$\Delta p$  – Chute de pression admissible en kPa;

$E_W$  – Module d'élasticité de l'eau en kPa;

D – Diamètre intérieur du tube en m;

e – Épaisseur de la paroi du tube en m;

$E_R$  - module d'élasticité en flexion transversale de la paroi du tube en kPa;

1,2 – Facteur de correction (par exemple, pour l'air résiduel) pendant l'épreuve principale de pression.

**NOTE:** la liaison entre la pression d'épreuve, la pression de travail, la pression au coup de bélier et la pression de fabrication de la conduite (PN) est importante.

Pour les calculs on considère:

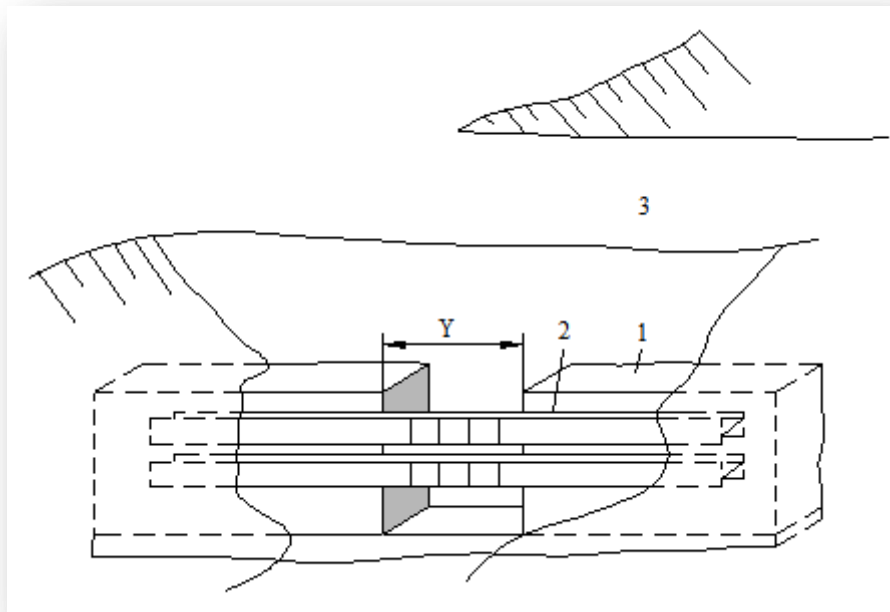
$$E_W = 2,1 \cdot 10^6 \text{ kPa}$$

$E_R$  – Caractéristique pour chaque type de matériau; la valeur mise à la disposition par le fabricant des tubes;

Les suivantes dispositions générales et spécifiques seront respectées:

- ➔ L'épreuve de pression pour les conduites d'adduction est effectuée sur des tronçons avec la longueur entre 500 m et 2 000 m sur lesquels sont montées les armatures, sont réalisés tous les massifs d'ancrage et on a exécuté les remplissages (excepté les sections des articulations qui seront libres) en conformité avec les dispositions du cahier des charges; l'adoption de la configuration des tronçons d'épreuve est réalisée sur la base du profil longitudinal de la conduite d'adduction;
- ➔ la hauteur du remplissage au-delà de la crête de la conduite sera de minimum 1 m, et pour les conduites avec pression supérieure à 16 bars, de minimum 1,2 m;
- ➔ le remplissage sera réalisé et compacté sur toute la longueur de la conduite, excepté la zone des articulations qui sera libre afin de pouvoir constater les éventuelles pertes d'eau;
- ➔ pour une pression supérieure à 16 bars et si les articulations sont exécutées avec des déviations admissibles, le remplissage sera effectué très attentivement en tenant compte de la possibilité de flotter;
- ➔ le remplissage des tronçons d'épreuve sera effectué afin d'assurer l'évacuation complète de l'air de la conduite. Il est recommandé que le remplissage soit effectué par le bout le plus bas de la conduite. Après le remplissage, on recommande l'aération finale de la conduite, en réalisant une légère surpression jusqu'à l'élimination totale des bulles d'air en fermant ultérieurement les dispositifs d'aération. Chaque fournisseur de conduites indiquera le débit de remplissage pour chaque diamètre;
- ➔ la pression d'épreuve est montée en étapes de 0,5 bar avec une pompe de pression à petit débit et en surveillant continuellement les sections des articulations et les sections caractéristiques (par exemple les déviations contrôlées);
- ➔ la réparation des défauts, le cas échéant, sera effectuée uniquement après la vidange de la conduite;
- ➔ pour tester un tronçon de conduite, les bouts du tronçon seront fermés hermétiquement. Sur les couvercles de fermeture seront soudés des cols de remplissage, de vidange, d'aération et pour le raccord du manomètre;
- ➔ pour mesurer la pression seront utilisés des manomètres ayant la gamme de précision adoptée comme suit:
  - jusqu'à 10 bars la précision de la lecture 0,1 bar
  - 10 à 20 bars la précision de la lecture 0,2 bar

La force de pression sur les systèmes de fermeture du tronçon doit être transmise aux massifs d'ancrage. La transmission de la force de pression aux bouts de fermeture vers la terre est effectuée par les massifs d'ancrage ou des soutiens spécifiques. Les massifs pour l'épreuve de pression seront conçus et exécutés afin de permettre la continuité de l'exécution de l'adduction par des travaux de démolition et coûts minimaux. Il est nécessaire qu'à 2 m de distance des deux bouts du tronçon d'épreuve, le terrain naturel ne soit pas dérangé (excavé) pour que les massifs d'épreuve puissent transmettre la force de pression au massif de terre par l'entraînement de la résistance passive de celui-ci. À la fin de l'épreuve, on peut continuer l'exécution de la tranchée. Un exemple de massif d'épreuve pour les conduites de grand diamètre est présenté dans la figure (2.23)



**Figure(2.23)** : Massif de soutien pour les épreuves de pression 1. Bloc en béton reposant sur le sol; 2. Profils de transmission de la pression; 3. Section de tranchée non excavée.

## 2.16 Stations de pompage

Les stations de pompage sont prévues dans le cadre des systèmes d'alimentation en eau sur la base des résultats de la justification technique et économique, déterminés par l'ensemble du système où elles sont intégrées.

Les objectifs des stations de pompage:

- augmenter le niveau énergétique de l'eau en vue du transport de celle-ci entre deux sections caractéristiques du système;
- assurer l'augmentation des débits sur un tronçon (section) donné dans le cadre du système;
- assurer la pression nécessaire (disponible) dans les systèmes avec fonctionnement intermittent;

Les stations de pompage sont conçues comme des entités indépendantes ou des entités qui composent d'autres objets technologiques dans le cadre du système d'alimentation en eau (station de filtres, front de captage de l'eau, réseau de distribution) ou de l'objectif desservi par la station de pompage. Lors de l'emplacement des stations de pompage d'eau potable, il faut prendre en compte d'assurer les conditions nécessaires pour la protection sanitaire conformément aux réglementations techniques en vigueur et des conditions d'emplacement de la zone, afin d'éviter les désastres à cause des glissements de terrain, affaissements. Pour les stations de pompage placées dans des zones habitées on envisage la formation et l'équipement des stations afin que les bruits et les vibrations produits par les pompes et les moteurs en

fonctionnement ne dépassent pas les limites des valeurs admissibles dans les réglementations techniques spécifiques.

### 2.16.1 Composition des stations de pompage

Les éléments qui composent les stations de pompage dans les systèmes d'alimentation en eau sont:

- équipements hydromécaniques de base, formés par des groupes de pompe et moteur électrique d'entraînement de la pompe;
- installation hydraulique formée de conduites d'aspiration et de conduites de refoulement afférentes à la station et aux groupes de pompage, armatures destinées aux manœuvres de fermeture-ouverture et de réglage du sens d'écoulement de l'eau, dispositifs d'atténuation du coup de bélier, installation d'amortissement des pompes (le cas échéant), installation de vidange et d'assèchement;
- équipements de mesure des paramètres hydro énergétiques de la station de pompage;
- équipements électriques composés de: circuits de force, circuits d'éclairage, installations de protection, de contrôle et de commande;
- installations et dispositifs de levage destinés à la manipulation des pièces lourdes pendant les opérations de maintenance;
- installations de ventilation, installations de chauffage et installations sanitaires;
- installations de télécommunications et d'expédition;
- bâtiment de la station de pompage abritant les équipements et les installations;
- zone de protection sanitaire.

### 2.16.2 Paramètres caractéristiques concernant le fonctionnement des stations de pompage

Les stations de pompage ont dans leur composition des pompes qui assurent la circulation des volumes d'eau du bassin d'aspiration dans le bassin de refoulement situé à un niveau supérieur ou directement dans d'autres systèmes sous pression dans le cadre des systèmes d'alimentation en eau et de canalisation (figure 2.24). Le débit « $Q_{ie}$ » représente le volume d'eau que la pompe véhicule (transporte) par unité de temps, mesuré à la bride de refoulement de la pompe. Les unités de mesure pour le débit, utilisées dans les stations de pompage sont: [m<sup>3</sup>/h], [m<sup>3</sup>/s], [dm<sup>3</sup>/min], [dm<sup>3</sup>/s]. La hauteur de pompage « $H$ » donnée par la différence entre les énergies spécifiques totales entre la section de refoulement et la section d'aspiration.

$$H = e_r - e_a = \left( z + \frac{p}{\rho g} \right)_r - \left( z + \frac{p}{\rho g} \right)_a + \frac{\alpha_r v_r^2 - \alpha_a v_a^2}{2g} \quad (m) \quad (2.20)$$

Où:

$z$  – représente le niveau géodésique à l'aspiration/refoulement en m;

$p$  – pression de l'eau à l'aspiration/refoulement, en N/m<sup>2</sup>

$\rho$  – densité de l'eau, en kg/m<sup>3</sup>;

$v$  – vitesse de l'eau à l'aspiration/refoulement, en m/s;

$g$  – accélération gravitationnelle (m/s<sup>2</sup>);

$\alpha$  – coefficient de Coriolis.



Le rendement d'une pompe est le rapport entre la puissance transmise au courant fluide (cédée dans le courant de fluide) et la puissance qui a été introduite par la pompe (qui est arrivée dans la machine hydraulique).

$$\eta = \frac{P_u}{P} < 1 \quad (2.25)$$

La puissance de l'agrégat représente la puissance absorbée par le moteur d'entraînement de la pompe afin de pouvoir imprimer au courant de fluide la puissance utile:

$$P_{ag} = \frac{P_u}{\eta_M \cdot \eta_C \cdot \eta} \quad (W) \quad (2.26)$$

Où:

$\eta_M$  – Rendement du moteur électrique;

$\eta_C$  – Rendement du couplage;

$\eta$  – Rendement hydraulique de la pompe.

L'énergie spécifiée représente l'énergie consommée pour le pompage d'un mètre cube d'eau:

$$e_s = \frac{P_{ag} \cdot n_F}{Q} \quad (kWh/m^3) \quad (2.27)$$

où:

$P_{ag}$  – Puissance agrégat, en kW;

$Q$  – Débit pompé, en m<sup>3</sup>/an.

$n_F$  – Nombre d'heures de fonctionnement, en heures.



### 2.16.3 Sélection des pompes

La sélection du type de pompe et du nombre de pompes qui équipent les stations de pompage suppose la connaissance du débit et de la hauteur de pompage que doit réaliser la station de pompage. Pour réaliser le choix de la pompe adéquate on procède comme suit :

► Cas I – pour réaliser le débit  $Q$  et la hauteur de pompage nécessaire  $H_p$  on trouve une pompe. Dans cette situation on adopte ce type de pompe et pour la sécurité en exploitation, on prévoit encore une pompe de secours ayant les mêmes caractéristiques. Le régime d'exploitation sera réalisé afin que le nombre d'heures de fonctionnement soit approximativement le même pour chaque pompe.

► Cas II – à l'intersection  $Q$  et  $H_p$ , on ne trouve pas une pompe qui puisse satisfaire le débit total de la station de pompage. Dans ce cas, on recourt à un catalogue de pompes ou on divise le débit total de la station de pompage par 2 et, en gardant la valeur de la hauteur de pompage, on choisit une pompe. Pour cette situation où la pompe a été choisie à l'embranchement  $Q/2$  et  $H_p$ , dans la station de pompage seront montés 3 groupes de pompage couplés en parallèle. Le régime d'exploitation consistera en 2 groupes de pompage avec fonctionnement continu et un groupe de secours.

► Cas III – à l'intersection  $Q$  et  $H_p$  il n'y a aucune pompe qui puisse satisfaire la hauteur de pompage de la station de pompage. Dans ce cas, on recourt à un catalogue de pompes ou on divise la hauteur totale de pompage de la station de pompage par 2 et en gardant la valeur du débit on choisit une pompe. Pour cette situation où la pompe a été choisie à l'embranchement  $H_p/2$  et  $Q$ , dans la station de pompage seront montés 2 lignes de pompage; chaque ligne de pompage sera composée de 2 groupes couplés en série. Pour équiper la station de pompage sont nécessaires 4 pompes. Cette solution n'est pas économique en général, raison pour laquelle on recommande d'éviter son application. Pour des applications avec des hauteurs de pompage importantes, on recommande l'utilisation des pompes multicellulaires ou l'adoption de la solution avec plusieurs stations de pompage en série.

La sélection des pompes sera réalisée afin que les paramètres de débit et de hauteur de pompage ( $Q$  et  $H$ ) dans le fonctionnement de la pompe soient situés dans le domaine de rendements maximaux de la pompe. En fonction de la position de la station de pompage dans le cadre du schéma technique du système d'alimentation en eau et de canalisation, le débit et la hauteur de pompage nécessaires pour la sélection des pompes peuvent être adoptés en fonction de la technologie des objets desservis conformément à ceux présentés dans ce qui suit.

Le débit des pompes est le débit journalier maximal  $Q_{\text{jour max}}$ , et la hauteur de pompage est déterminée avec la relation:

$$H_p = H_g + MQ^2 \quad (2.28)$$

Où:

$H_p$  – Hauteur de pompage;

$H_g$  – Hauteur géodésique de pompage, définie comme la différence entre le niveau maximal de l'eau entre la section de refoulement et le niveau minimal de l'eau dans la section d'aspiration;

$MQ^2$  –Perte de charge entre le réservoir d’aspiration et le réservoir de refoulement;

$M$  – Module de résistance hydraulique;

$$M = 0,0826 \cdot \frac{\lambda \cdot L}{D^5} \quad (2.28)$$

$\lambda$  – Coefficient de Darcy, est fonction du nombre de Reynolds ( $Re$ ) et la rugosité relative ( $k/D$ ), est calculé avec des relations empiriques, par exemple, la relation:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \cdot \lg \left[ \left( \frac{6,81}{Re} \right)^{0,9} + \frac{k}{3,71 \cdot D} \right] \quad (2.29)$$

$L$  – Longueur de la conduite de refoulement;

$D$  – Diamètre de la conduite de refoulement;

$k$  – Rugosité absolue;

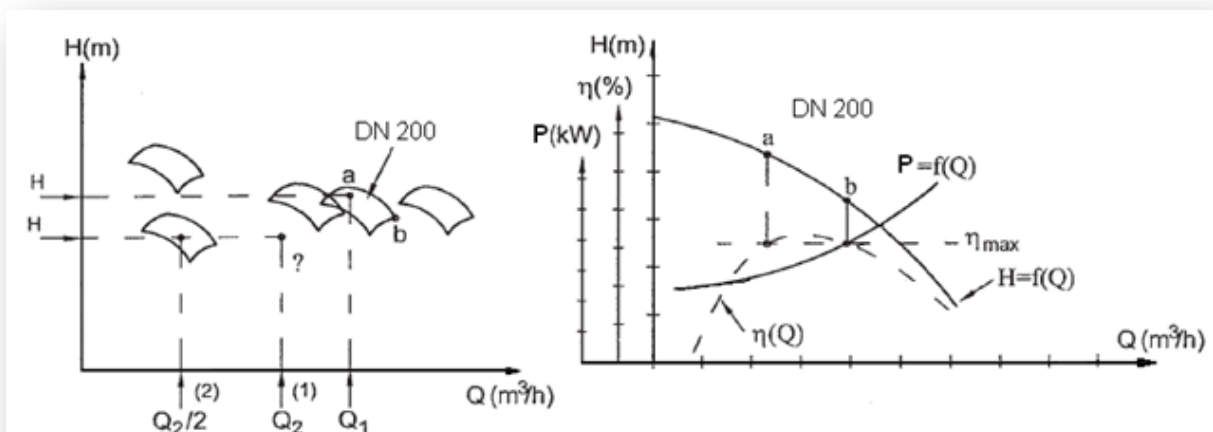
$Re$  – Nombre de Reynolds;

$$Re = \frac{v \cdot D}{\nu} \quad (2.30)$$

$v$  – Vitesse de l’eau dans la conduite

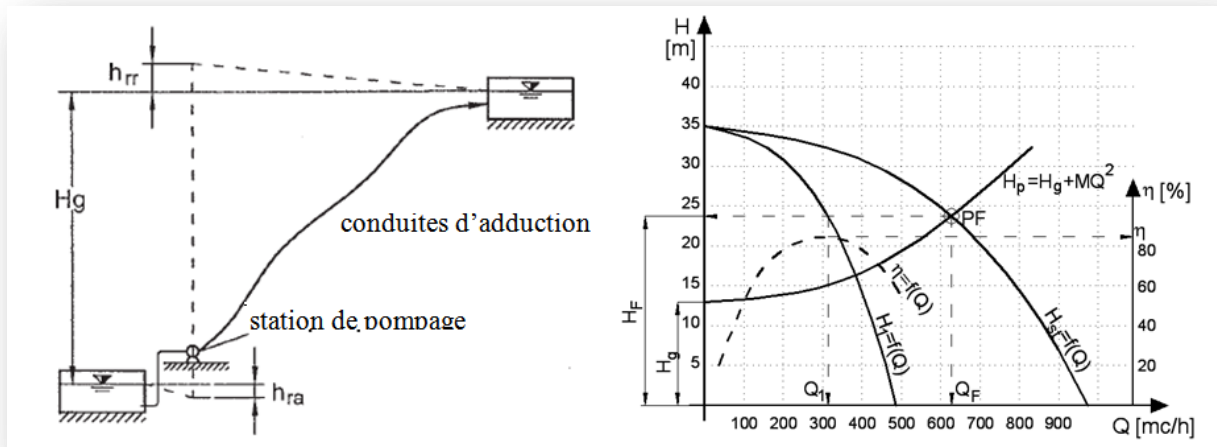
$\nu$  – Viscosité cinématique de l’eau;  $\nu = 10^{-6} \text{ m}^2 / \text{s}$  à  $t = 20 \text{ }^\circ\text{C}$ .

Ayant ces deux paramètres, le débit et la hauteur de pompage; en utilisant un logiciel de sélection des pompes ou un catalogue de pompe, on choisira le type de pompe qui fonctionne dans le domaine de rendements maximaux et qui puisse satisfaire les exigences du système hydraulique (figure 2.25).



**Figure (2.25) :** Types de pompes et courbes caractéristiques Sélection du type de pompe

Après l'établissement du type de pompe, du nombre de pompes et du mode de couplage de ces pompes, on extrait du catalogue les courbes caractéristiques et on vérifiera le point de fonctionnement de la station de pompage (figure 2.26).

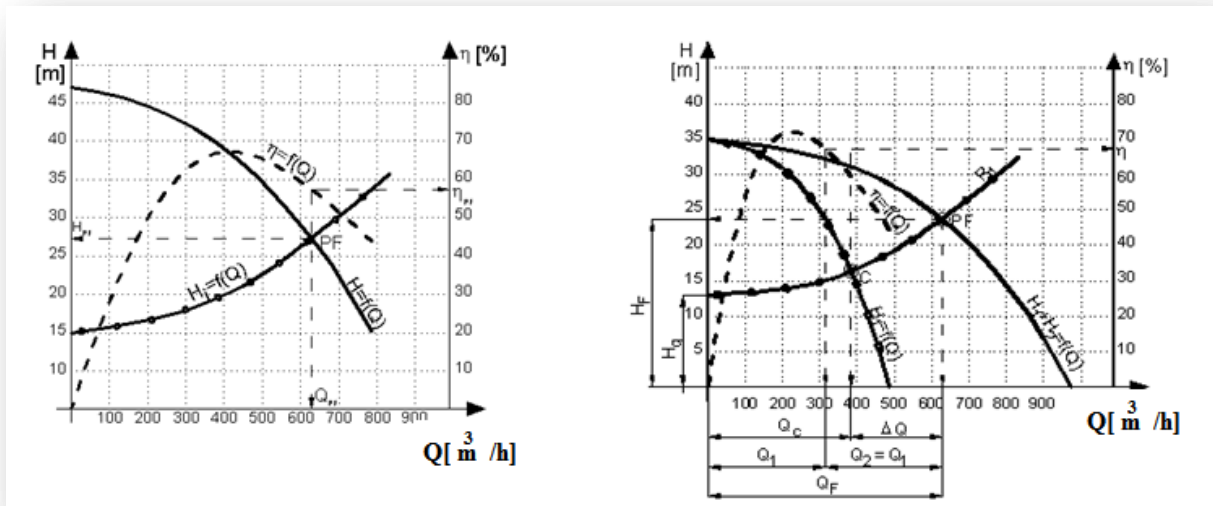


**Figure (2.25) :** Types de pompes et courbes caractéristiques Sélection du type de pompe

Le point de fonctionnement est déterminé graphiquement (Carlier,1986) à l'intersection donnée par la courbe caractéristique de la station de pompage et la courbe caractéristique de la conduite d'adduction. La courbe caractéristique de la station de pompage ( $H_{st}$ ), équipée avec 3 pompes identiques parmi lesquelles deux pompes actives et une de secours, est déterminée graphiquement de la courbe caractéristique de la pompe (fournie par le fabricant) en cumulant le débit à la même valeur de la hauteur de pompage. La courbe caractéristique de la conduite d'adduction est déterminée par la relation (7.11), pour différentes valeurs du débit afin qu'entre les deux courbes (la courbe de charge de la pompe et la courbe du réseau) s'entrecoupent. Le point d'intersection entre les deux courbes représente le point de fonctionnement de la station de pompage, caractérisé par le débit  $Q_F$  et la hauteur de pompage  $H_F$ . À l'intersection de l'horizontale correspondant à la hauteur de pompage  $H_F$  et la courbe caractéristique de la pompe (fournie par le fabricant) on détermine le débit assuré par une pompe ( $Q_1$ ). Sur la courbe de rendement (fournie par le fabricant), on détermine la valeur rendement de la pompe ( $\eta$ ) correspondant à la valeur du débit  $Q_1$ . Le point de fonctionnement de la station de pompage doit garantir la réalisation du débit et de la hauteur de pompage exigés afin d'assurer le transport de l'eau dans la conduite d'adduction, et de réaliser le fonctionnement des pompes dans le domaine des rendements maximaux.

Le point de fonctionnement est déterminé à l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe ou du couplage des pompes et la courbe caractéristique du réseau. Lorsqu'une seule pompe fonctionne, le point de fonctionnement de la station de pompage se trouve à

l'embranchement entre la courbe caractéristique de la pompe  $H = f(Q)$  et la courbe caractéristique du réseau  $H_i = f(Q)$  (figure 2.27).

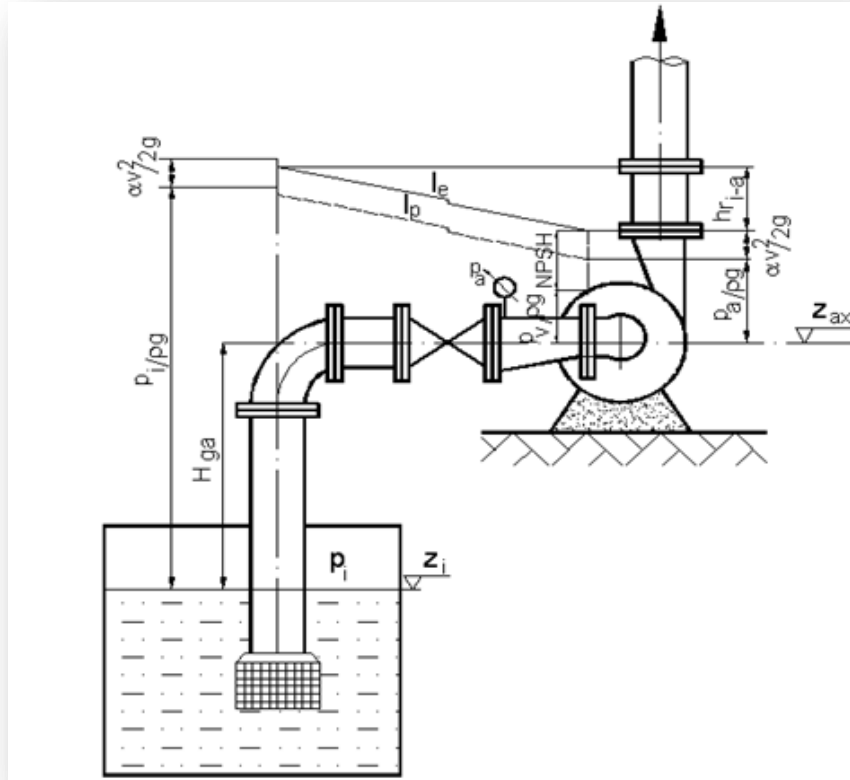


**Figure (2.27) :** Point de fonctionnement énergétique

**Figure (2.28) :** Point de fonctionnement énergétique du couplage parallèle pour deux pompes

Pour les situations où le débit livré par une pompe est insuffisant pour l'alimentation des consommateurs du réseau, on adopte la solution du couplage de deux ou plusieurs pompes couplées en parallèle. La courbe caractéristique des pompes avec fonctionnement en parallèle, est déterminée additionnant successivement les débits des pompes à la même hauteur de pompage  $H$ , comme présenté dans le graphique dans la figure (2.28). Le point de fonctionnement sera sur l'intersection de la courbe caractéristique du réseau  $R_1$ , avec la caractéristique du couplage des deux pompes qui fonctionnent en parallèle, le point PF dans la figure (2.28).

En fonction du type de pompes et du niveau d'emplacement de celles-ci, les stations de pompage sont réalisées en ouvrage enterré, semi-enterré ou sur le sol. Le niveau de l'axe des pompes est établi en fonction de la hauteur géodésique maximale à l'aspiration, afin d'éviter le fonctionnement des pompes sous cavitation. La détermination du niveau de l'axe de la pompe (figure 2.28) suppose la connaissance du point de fonctionnement de l'installation de pompage, plus précisément le débit  $Q$  de la hauteur de pompage  $H$ .



**Figure(2.29) :** Détermination du niveau de l'axe de la pompe

Dans le diagramme  $NPSH = f(Q)$  fourni et garanti par le fabricant, une valeur pour  $NPSH_{pompe}$  correspond au point de fonctionnement énergétique de l'installation. La valeur de la hauteur d'aspiration  $NPSH_{inst}$ , est déterminée en utilisant la relation de calcul:

$$NPSH_{inst} = \frac{p_i - p_v}{\rho \cdot g} + \frac{\alpha_i \cdot v_i^2}{2g} - H_{ga} - M_a \cdot Q^2 \quad (m) \quad (2.31)$$

$NPSH_{inst}$  – Hauteur nette absolue à l'aspiration, en m;

$p_i$  – Pression d'entrée dans le système, en échelle absolue, en  $N/m^2$ ;

$p_v$  – Pression de vaporisation de l'eau, en échelle absolue, en  $N/m^2$ ;

$\rho$  – Densité de l'eau, en  $kg/m^3$ ;

$g$  – Accélération gravitationnelle, en  $m/s^2$ ;

$\alpha$  – Coefficient de Coriolis;

$v_i$  – Vitesse de l'eau à l'entrée dans le système, en m/s;

$H_{ga}$  – Hauteur géodésique d'aspiration, en m;

$M_a$  – Mode de résistance sur le trajet d'aspiration, en  $s^2/m^5$ ;

$Q$  – Débit de la pompe correspondant au point de fonctionnement, en  $m^3/s$ .

Lorsqu'on considère qu'à la limite  $NPSH_{inst} = NPSH_{pompe}$ , et  $H_{ga} = z_{ax} - z_i$ , et dans le cas de l'aspiration d'un réservoir ouvert dans l'atmosphère ( $p_i = p_{at}$ ), sans vitesse initiale ( $v_i = 0$ ), on obtient le niveau maximal auquel la pompe peut être placée.

$$z_{ax} = \frac{p_{at} - p_v}{\rho \cdot g} + z_i - M_a Q^2 - NPSH_{pompe} \quad (2.32)$$

$z_{ax}$  – représente la valeur du niveau de l'axe de la pompe. Il est interdit de placer la pompe à un niveau plus élevé que le niveau  $z_{ax}$  à cause des dysfonctionnements majeurs dans l'exploitation de la pompe et de la facilité d'apparition du phénomène de cavitation.

$z_i$  – représente le niveau de l'eau dans le réservoir d'aspiration.

**Tableau (2.3) :** Pression de vaporisation  $p_v$  de l'eau à des températures différentes.

T [°C]	1	5	10	20	30	40	50	60
$p_v$ [N/m <sup>2</sup> ]	656	872	1227	2338	4493	7377	12340	19920

## **Chapitre 3 : Présentation de la zone d'étude et Evaluation de l'offre et la demande**

### **3.1 La zone d'étude**

La ville de Guelma est située à environ 520 kilomètres au nord région des Aurès, à une altitude moyenne de 290 mètres. Le climat très froid en hiver, sec en été. Guelma se situe au cœur d'une grande région agricole à 290 m d'altitude, entourée de montagnes ( Maouna ou Mahouna, Dbegh ) ce qui lui donne le nom de ville assiette, sa région bénéficie d'une grande fertilité grâce notamment à la Seybouse et d'un grand barrage qui assure un vaste périmètre d'irrigation. Ses ressources agricoles et thermales étaient depuis la nuit des temps la fierté de cette localité. Elle occupe aussi une position géographique stratégique, en sa qualité de carrefour dans la région nord-est de l'Algérie, reliant le littoral des Wilaya de Annaba, El Tarf et Skikda, aux régions intérieures telles que les Wilaya de Constantine, Oum El Bouagui et Souk Ahras (Figure 3.1). Sur la carte d'état-major de Guelma n°5, 6 (1/25000) se situe le chef-lieu de Guelma aux coordonnées Lambert suivantes :

- X = 358 et 362
- Y = 4034 et 4037
- Z = 227 m (Altitude moyenne).

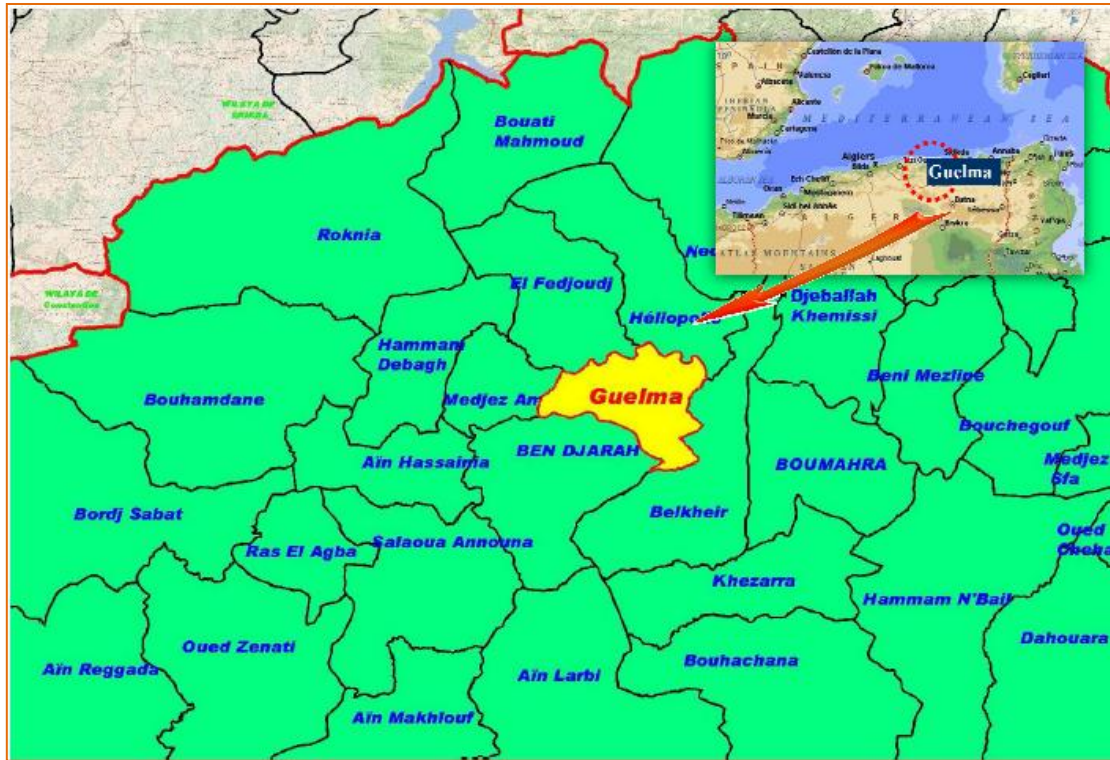


Figure (3.1) : la zone d'étude

La Wilaya de Guelma constitue un passage entre les pôles industriels du Nord (Annaba et Skikda) et les centres d'échanges au Sud (Oum El Bouaghi et Tébessa). Elle occupe une position médiane entre le Nord du pays, les hauts plateaux et le Sud. Le relief est diversifié et constitué essentiellement de plaines hautes, de vallées (les abords de la Seybouse) et d'une importante couverture forestière. Au plan agricole, la wilaya est à vocation céréalière et élevage bovin intensif. Elle a bénéficié d'un important investissement qui a permis d'accroître ses superficies agricoles de 10.000 ha.

### 3.2 Evolution de la population

La population de la ville de Guelma est de 123.500 hab. soit le ¼ de la population en agglomérations. Le nombre de communes est de 34. D'après les statistiques évoquant la relation dotation- population, il nous paraît justifier d'évaluer la demande en eau potable pour les horizons de calcul envisagés 2020 et 2030. Le taux d'accroissement nationale est régressé au-dessous de 3% ces dernières années, le taux d'accroissement adopté est de 1.76%, alors que la période envisagée ici de l'an 2030. L'estimation de la population future dans le centre de Guelma, suit un modèle exponentiel défini par la relation suivante :

$$P_n = P_0 * (1 + T)^n \quad (3.1)$$

Ou :

- $P_n$  = la population future pour l'horizon considéré 2030.
- $P_0$  = la population de l'année de base 2005 ( $P_0 = 133181$  habitants).
- $T$  = Le taux d'accroissement démographique.  $T = 1,76 \%$ .
- $n$  = nombre d'année séparant l'année de référence à l'horizon considéré ( $n = 25$  ans).

D'où on note une population pour l'horizon 2030 de :

$$P_{2030} = P_{2005} * (1 + 1,76)^{25} = 206.000 \text{ habitants}$$

**a) Evolution de la population entre 2005 et 2030.**

Le tableau (3.1) l'accroissement de la population par rapport a une année de référence, a savoir, l'année 2005.

Tableau (3.1) : Evolution de la population de 2005 à 2030

Années	2005	2010	2015	2020	2025	2030
Habitants	131181	145321	158567	173021	188792	206000
accroissement	-	14140	27386	41840	57611	74819

1/3 de la superficie de la commune de Guelma est urbanisé, ce qui se traduit par un fort peuplement et une densité moyenne de 3 049,33 hab./km<sup>2</sup> (tableau (3.2) : le taux de concentration urbaine s'élève à 99%.

Tableau (3.2) : Concentration urbaine

Commune	Superficie km <sup>2</sup>	Population 2017	Densité hab/km <sup>2</sup>	Taux de concentration urbaine%
Guelma	45,00	137220	3049,33	99

**3.3 Situation hydraulique actuelle**

La source de captage principale de la wilaya est le barrage de Hammam Debagh 77 Mm3. Par ailleurs les disponibilités en eaux de surface communale sont importantes et s'élèvent à 41,5 Mm3, ce qui permet d'envisager un développement significatif de la PMH. Les ressources souterraines sont moindres : 35 Mm3. Enfin la wilaya dispose d'une steppe, celle de Guelma qui pourrait fournir en REUT 9,3 à l'agriculture irriguée.

- Demande AEP wilaya 2010 : 47,5 Mm3 au total pour la partie agglomérée de la wilaya, dont 11,8 à Guelma, 13,7 à Bouchegouf et 2,7 à Oued Zenati
- Irrigation GPI : le périmètre de Bouchegouf représente une demande théorique de 56,5 Mm3 (en attente de réhabilitation)
- Irrigation : la PMH est active, à hauteur de 53 Mm3.

Le volume d'eau distribué s'élève à 8 963 997 m<sup>3</sup>/an. Les informations plus Détaillées sont à confirmer dans le tableau ci-dessous.

Tableau (3.3) : Situation de l'AEP

Désignation	Valeur
Volume produit m3/an	130400000
Volume distribué m3/an	8963997
Volume facturé m3/an	3816805
Taux de fuites en adduction	31%
Taux de fuites en distribution	29%



### 3. 4 Estimation des besoins

L'évolution des dotations est baissée sur l'exploitation des données de production et de consommation par usage (ou par catégorie). Les principales catégories sont

- ▶ Domestique
- ▶ Equipement (Commerce et administration)
- ▶ Industrie

Pour une agglomération urbaine, on peut tabler en premier approximation sur les dotations ci-après :

Ville 5.000 à 20.000 habitants : 150 à 200 l/hab./j

Ville 20.000 à 100.000 habitants : 200 à 300 l/hab./j.

Les ressources en eau de la région de Guelma sont sujettes à des pressions croissantes et continues, dues à l'augmentation des besoins en eau engendrée par :

- L'évolution rapide de la population.
- L'amélioration du niveau de vie.
- Le développement urbanistique et industriel.
- L'extension et la modernisation de l'agriculture irriguée.

Avec une dotation qui se situe dans la plage 150 et 200l/j/hab et avec des pertes dans le réseau de distribution estimées à 20%

Le débit de pointe journalier correspond aux besoins de la population pendant la journée la plus chargée de l'année. En absence d'informations sur les volumes journaliers distribués, on fait appel à la formule suivante pour le calcul du coefficient de pointe.

$$k_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{moy}}} \quad (3.2)$$

Pour le calcul des besoins max, il suffit de multiplier le besoin journalier moyen par le coefficient de pointe

$$Q_{max} = k_p * Q_{moy} \quad (3.3)$$

Les Besoin journalier moyens s'obtiennent en multipliant le nombre d'habitants par la dotation journalière. Ces besoins seront calculés selon la formule :

Avec :

U = La dotation journalière, et N = nombre d'habitant pour l'horizon.

$$Q_{moy} = \frac{(U*N)}{1000} \text{ en } m^3 /j \quad (3.4)$$

La croissance de la population (en 1970, 72318 habitants et près de 134000 actuellement et sera 206.000 en 2030) ainsi que le développement des activités économiques et sociales, ont provoqué l'augmentation des besoins en eau potable, industrielle et d'irrigation et une importante demande énergétique. Ces besoins en eau ont nécessité une mobilisation croissante des ressources en eau de surface et souterraine avec des investissements de plus en plus coûteux. Selon les renseignements fournis par les services de l'hydraulique de la wilaya de Guelma, la dotation en eau potable est fixée à 200 l/hab./j aux différents horizons à partir de

l'an 2005. Si le taux de croissance démographique de la ville de Guelma se maintient, les quantités d'eau mobilisée seront en 2030 de 41200 m<sup>3</sup>/j (Tableau 3.3).

**Tableau (3.4) : Besoins en eau Domestique**

Horizons	Population	Dotation [ l/hab./j]	Consommation moyenne [m3/an]
1970	72318	150	10848
1975	78910	150	11837
1980	86103	150	12916
1985	93951	150	14093
1990	102515	150	15377
1995	111859	200	22372
2000	122055	200	24411
2005	133181	200	26636
2010	145321	200	29064
2015	158567	200	31714
2020	173021	200	34604
2025	188792	200	37759
2030	206000	200	41200

L'accumulation d'eau (Capacité du réservoir) assurera l'équilibre de la consommation journalière et de la consommation horaire (de pointe). Le volume du réservoir dépend de la consommation journalière du réseau qu'il dessert, il doit stocker entre 30% et 50% des besoins maximaux journaliers augmentés d'une réserve d'incendie.

$$V_R = Q_{max} * 50\% + V_i \quad (3.5)$$

Avec

$V_i$  = Volume d'incendie

Les pertes en eau sont inéluctables dès les réseaux d'alimentation en eau potable dans un réseau bien entretenu ; les pertes atteignent couramment jusqu'à 25 % de la consommation de 25 % à 30% pour un réseau moyennement entretenu ; elles peuvent atteindre voir même dépassé 50 % pour des réseaux mal entretenus. Dans le cas de GUELMA ; en prend une marge de sécurité d'un réseau moyennement interne. Les besoins en eau de toute la ville de Guelma avec une majoration de l'ordre 25% de pertes sont indiqués par tableau suivant :

Tableau (3.5) : besoins en eau Guelma

Horizon	Besoins domestiques	Besoin des équipements publics	Colonne2+colonne3	(Besoins colonne 4)*25%	Besoins en eau= Colonne 4+colonne5
Colonne 1	Cololnne2	Colonne 3	Cololnne4	Colonne 5	colonne 6
1970	10847,7	1627,15	12474,85	3118,71	15593,56
1975	11836,5	1775,47	13611,97	3402,99	17014,96
1980	12915,45	1937,31	14852,76	3713,19	18565,95
1985	14092,65	2113,89	16206,54	4051,64	20258,18
1990	15377,25	2306,58	17683,83	4420,96	22104,79
1995	22371,8	4474,36	26846,16	6711,54	33557,70
2000	24411	4882,20	29293,20	7323,30	36616,50
2005	26636,2	5327,24	31963,44	7990,86	39954,30
2010	29064,2	5812,84	34877,04	8719,26	43596,30
2015	31713,4	6342,68	38056,08	9514,02	47570,10
2020	34604,2	6920,84	41525,04	10381,26	51906,30
2025	37758,4	7551,68	45310,08	11327,52	56637,60
2030	51500,25	12875,06	64375,31	16093,83	80469,14

### 3.5 Le bilan d'eau

Le bilan hydraulique en considérant la production totale et la production future. Les besoins ont été calculés a différents échéances afin qu'on puisse évaluer le déficit engendré par la progression de la consommation, et par voie de conséquence estimer le volume mobilisable et ainsi atteindre une adéquation entre l'Offre et la Demande. Les resultats du calcul sont regroupés dans le tableau suivant. Bilan hydraulique, en d'autres termes la comparaison entre l'offre et la demande.

Tableau (3.6) Excès ou déficit des ressources superficielles

Horizon	2007	2015	2020	2030	2040
Population	145321	158567	173021	206000	266526
Dotation (l/j/hab)	200	200	200	200	200
$Q_j$	29064200	31713400	34604200	41200000	53305200
$Q_j * 25\%$	7266050	7928350	8651050	10300000	13326300
$Q_{moy} = [(Q_j + Q_j * 0,25) / 1000]$ [m3/j]	36330,25	39641,75	43255,25	51500	66631,5
$Q_{moy}$ [l/s]	420,489	458,817	500,639	596,065	771,198
$K_j$	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3
$Q_{jmax}$ [m3/j]	47229,33	51534,28	56231,83	66950,00	86620,95
$Q_{jmax}$ [l/s]	546,64	596,46	650,83	774,88	1002,56
$K_p$	1,62	1,62	1,61	1,60	1,59
$Q_p$ (m3/j)	58924,63	64089,35	69715,87	82523,52	105945,67
$Q_p$ (l/s)	682,00	741,77	806,90	955,13	1226,22
Ressources souterraine (l/s)	<b>209</b>	<b>209</b>	<b>209</b>	<b>209</b>	<b>209</b>
Ressources superficielles barrage Bouhamdane (l/s)	462,96	462,96	462,96	462,96	462,96
<b>Ressources totales</b> (l/s)	671,96	671,96	671,96	671,96	671,96
<b>Ressources totales - <math>Q_{jmax}</math></b> (l/s)	125,32	75,50	21,13	-102,92	-330,60

L'examen de tableau ci-dessus affiche qu'il y a un excès en ressource dans les courts et moyens termes. Un déficit de 330 l/s dans le long terme exige un renforcement dans les ressources en eau potable de la ville.

Selon les données, obtenues auprès de l'ADE (Tableau 3.6) de Guelma quant à la quantité d'eau d'alimentation mensuelle de Octobre 2016 à Septembre 2017, on peut relever que le mois de février 2016 a enregistré la quantité la moins élevée, le mois de juillet 2014 a enregistré le volume le plus élevé en la matière. La moyenne journalière du volume d'eau à partir du barrage est de 34 000 m3/j, et celle à partir des forages est de 2 000 m3/j.

Tableau (3.7) : Volume mensuel de production

Mois	A partir du barrage	A partir des forages	Total
	m3/j	m3/j	m3/j
oct-13	34953	2000	36953
nov-13	36071	2000	38071
déc-13	31331	2000	33331
janv-14	34697	2000	36697
févr-14	33323	2000	35323
mars-14	30387	2000	32387
avr-14	32881	2000	34881
mai-14	33006	2000	35006
juin-14	36875	2000	38875
juil-14	37506	2000	39506
août-14	38130	2000	40130
sept-14	36494	2000	38494
Min	30387	2000	32387
Max	38130	2000	40130
moyenne	34638	2000	36638

Actuellement 500 l/s d'eau est la quantité produite par la station de traitement existant à Hammam Debagh. La DRE de la ville de Guelma prévoit désormais, d'assurer une alimentation de l'ordre 723 l/s d'eau a la commune de Guelma.. Les chiffres dans le tableau suivant représentent le volume d'alimentation de la commune de Guelma dans le futur, selon l'analyse faite au niveau de la DHW.

Tableau (3.8) : Quantité d'alimentation en eau a partir du barrage et des forages

Désignation	quantité d'alimentation			
	2016		après 2017	
	l/s	m3/j	l/s	m3/j
<b>Volume d'alimentation à partir des forages</b>	23,15	2000	23,15	2000
<b>Volume d'alimentation à partir du barrage</b>	477	41213	700	60480
<b>Total</b>	500	43213	723	62480

### 3. 6 Description du système d’approvisionnement

Le système d’adduction de la ville de Guelma dessert les consommateurs à travers les deux lignes d’adduction (voir figure 3.2 et figure 3.3). La première commence par la station de traitement et passe par la SP1, le R. Tampon, la SP2, la SP3 et le R6 (Système du barrage) tandis que la deuxième regroupe l’ensemble des 9 forages d’Oued Maiz qui sera ensuite transféré à la SP. Oued Maiz et au R2 (Système du forage).

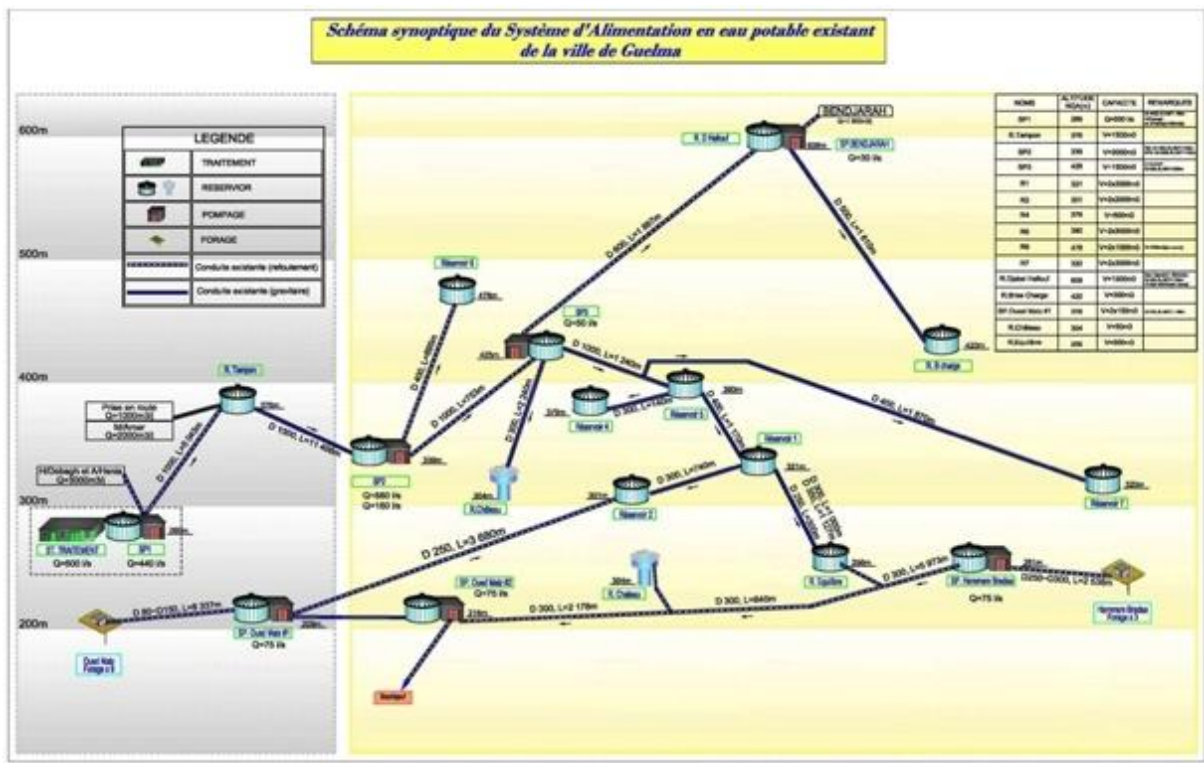


Figure (3.2) : Schéma synoptique de l’alimentation en eau potable de la ville de Guelma

LEGENDE	
	TRAITEMENT
	RESERVIOR
	POMPAGE
	FORAGE
	Conduite existante (refoulement)
	Conduite existante (gravitaire)

NOMS	ALTITUDE NGA(m)	CAPACITE	REMARQUES
SP1	289	Q=500 l/s	Q=462,0 / HMT= 98m H.Debagh M. A. Hana(3.000m3)
R.Tampon	376	V=1500m3	
SP2	339	V=3000m3	R.R. Q=160L/S, HMT=150m S.P.R. Q=300L/S, HMT=100m
SP3	425	V=1500m3	D. HLOUP : Q=32L/S, HMT=285m
R1	321	V=2x2000m3	
R2	301	V=2x2000m3	
R4	379	V=500m3	
R5	390	V=2x3000m3	
R6	478	V=2x1000m3	V=1000m3(en cours)
R7	320	V=2x3000m3	
R.Djebel Hallouf	608	V=1500m3	Ben Djemel(1.200m3) : Q=32L/S, HMT=180m V=2x1.000m3(en cours)
R.Brise Charge	420	V=300m3	
SP.Oued Maiz #1	209	V=2x150m3	Q=75L/S, HMT= 130m
R.Château	304	V=50m3	

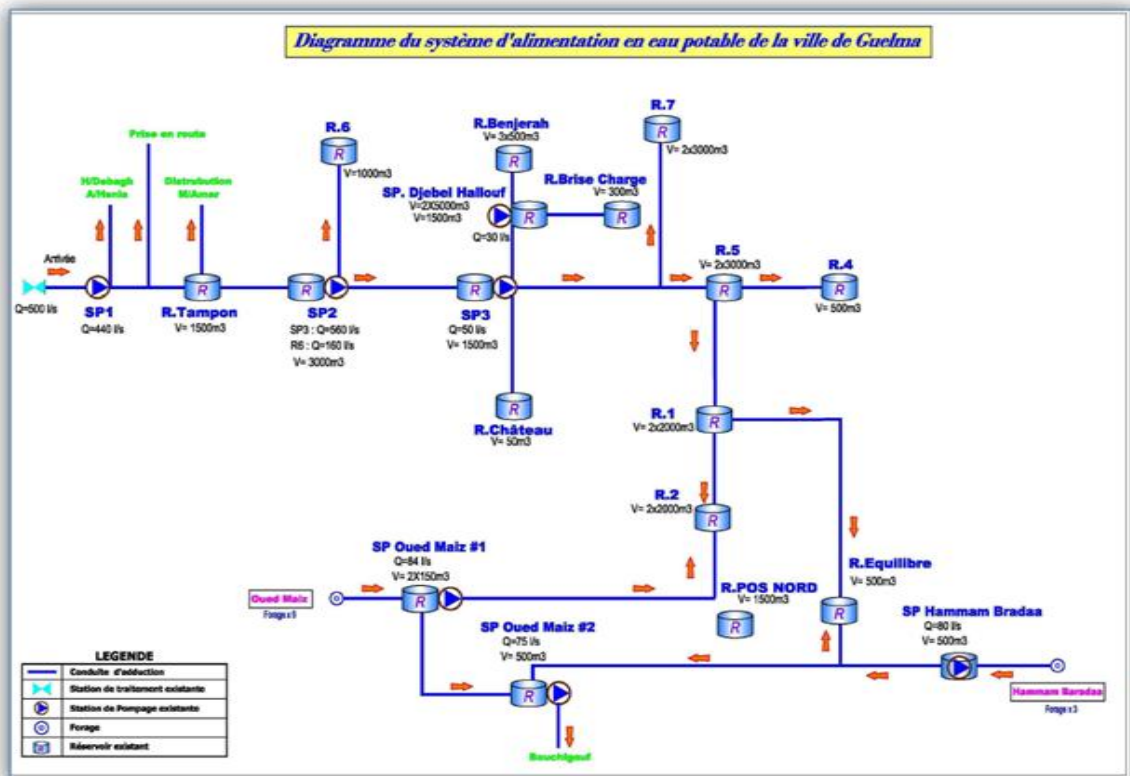


Figure (3.3) Diagramme du système d'alimentation de la ville de Guelma

### 3.6.1 Organisation du réseau d'adduction

Le réseau d'adduction de la ville de Guelma commence à partir du hammam Debagh barrage qui permet de capturer l'eau brute grâce à un écoulement gravitaire jusqu'à la station de traitement avec une conduite en acier du D800. La longueur des conduites du couloir provenant du barrage s'élève à 19 261 mètres alors que la longueur des conduites depuis les forages est de 16 841 mètres. Le détail des deux systèmes est illustré par le tableau (3.1)

#### a) Barrage Bou Hamdane – Station de traitement

Cette partie est composée d'une conduite permettant de conduire l'eau brute depuis la source de captage, à savoir le Barrage Bouhamdane, jusqu'à la bache d'eau de la station de traitement. La conduite est en Acier d'une longueur d'environ 2 091 mètres et un diamètre 800 en acier (Figure 3.4 et 3.5).

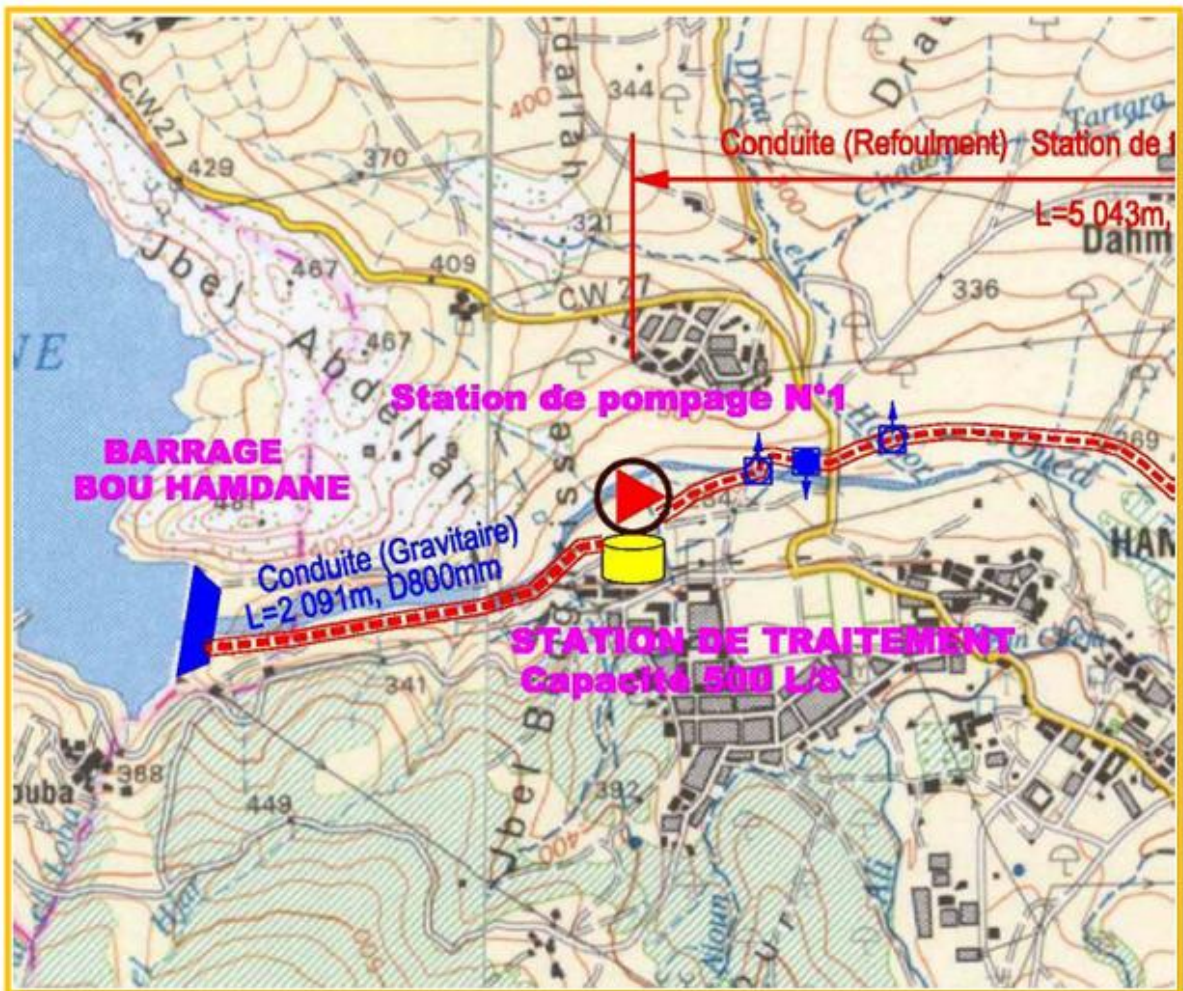
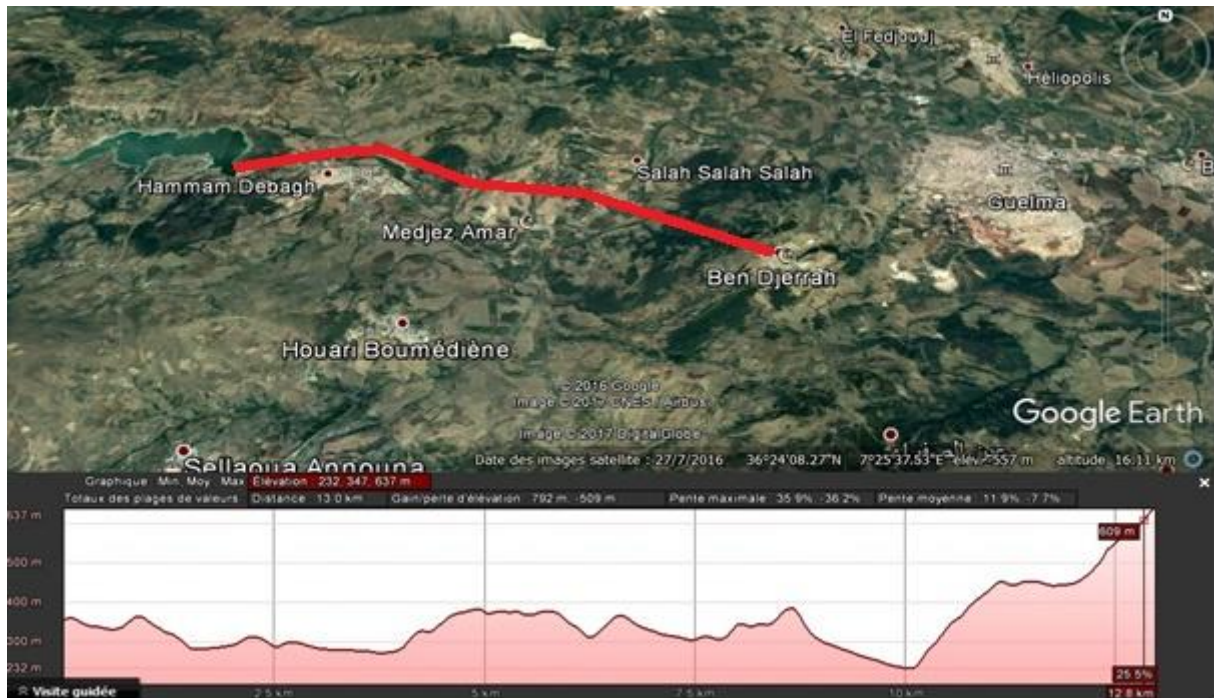


Figure (3.4) : Adduction : Barrage Bou Hamdane – Station de traitement >>





### b) SP1 – R. Tampon

Elle constitue la première étape pour distribuer l'eau traitée de la station de traitement jusqu'à la ville de Guelma (Figure 3.5). La station de pompage SP1 située dans la station de traitement refoule l'eau au réservoir R. Tampon Ce dernier est un régulateur de pression. Cette conduite en FTI est d'une longueur est de 5 043 mètres et d'un diamètre de D1000. La pression d'eau résiduelle du R. Tampon situé à 373 mètres d'altitude s'élève à 3,65 m.

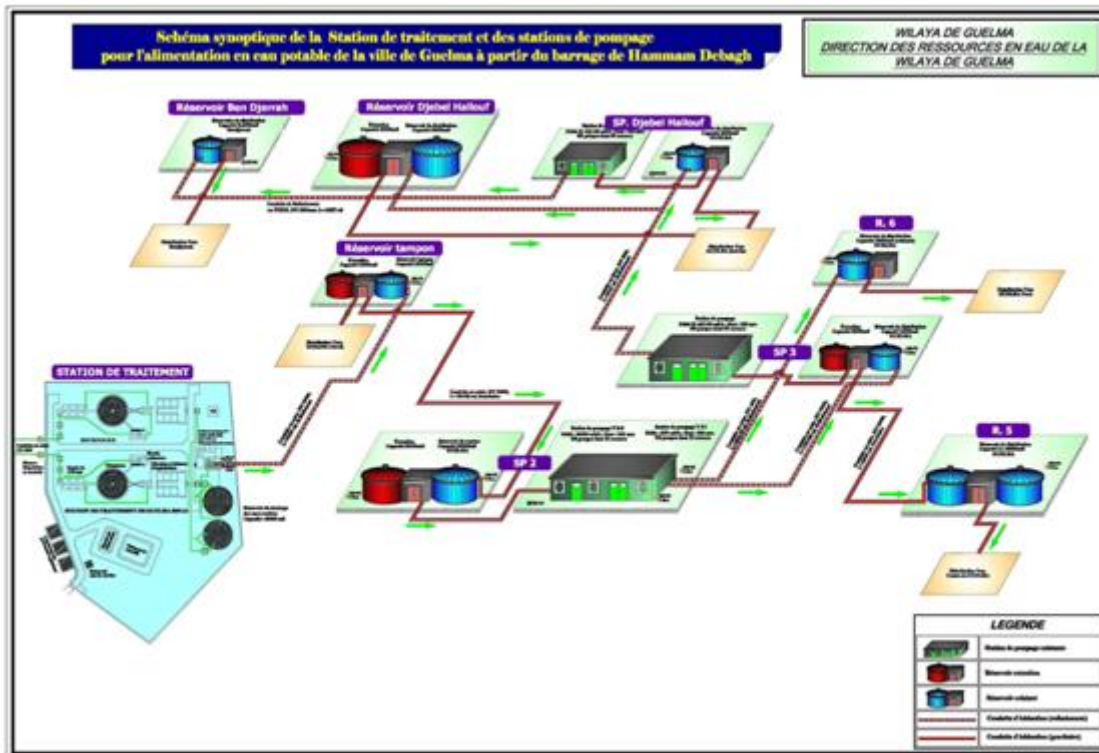


Figure (3.5) : Situation générale du système d'AEP de Guelma

**c) R. Tampon – SP2**

Avec une longueur de 11 498 mètres la conduite reliant le R. Tampon et la bache d'eau de la station de pompage SP2. L'écoulement dans cette conduite est gravitaire. Son diamètre est de D1000. Elle est du type FTI. La pression d'eau résiduelle de la station de pompage SP2 s'élève à 45,00m, cette dernière se trouve à 340 mètres d'altitude.

**d) SP2 – SP3, SP2- R6**

Cette partie refoule l'eau à partir de la station de pompage SP2 vers deux points différents. Le réservoir R6 situé à l'altitude la plus élevée et la station de pompage SP3. Le R6 et la SP3 reliés à 07 réservoirs différents alimentent environ 90% de la superficie globale de la ville de Guelma. La partie SP2-SP3 se compose de conduites en acier du diamètre D1000 avec la longueur de 753 mètres. Située à 420 mètres d'altitude, la SP3 enregistre la pression d'eau résiduelle de 10,19 mètres. La partie SP2-SP6 se compose des conduites du diamètre D400 en PEHD avec la longueur de 895 mètres. Située à 466 mètres d'altitude, le R6 enregistre la pression d'eau résiduelle de 18,67 mètres.

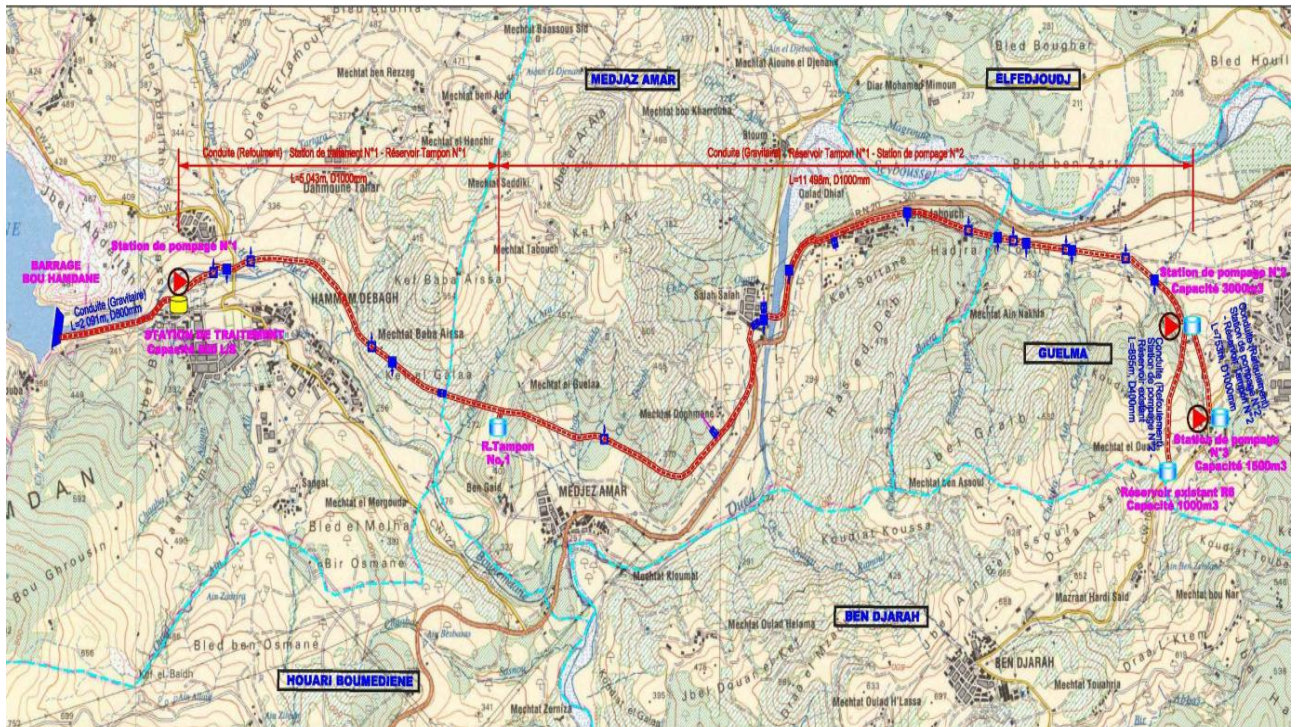


Figure (3.6) : Adduction Barrage Bou Hamdane (SP3, R6)

Dans le cadre de ce travail, il s'agit de réaliser le dimensionnement uniquement pour l'adduction provenant du barrage. Ce chemin d'approvisionnement comprend :

- Un tronçon gravitaire partant du barrage vers la station de pompage numéro 1, ayant une longueur 2091 m.
- Une adduction par refoulement partant de la SP1 vers le réservoir tampon numéro 1 de longueur 5043 m.
- Une adduction gravitaire du réservoir tampon numéro 1 vers la station de pompage numéro 2 de longueur 11498 m.
- Une adduction par refoulement de la station de pompage numéro 2 jusqu'à la station de pompage numéro 3, de longueur 763 m avec une ramification vers le réservoir numéro 3 d'une longueur de 896 m.
- Une adduction par refoulement de la station de pompage numéro 3 jusqu'au réservoir de Djebel Hallouf de 1887 m.

Les informations, correspondant à ce chemin d'approvisionnement, dans le tableau (3.9).

Tableau (3.9) Informations détaillées sur les conduites d'adduction

Désignation	Point de départ	Point d'arrivée	Diamètre	Type	Longueur (m)	Type d'écoulement
System Barrage	Barrage Bouhamdane	ST, Traitement (SP1)	D800	Acier	2091	Gravitaire
	ST, Traitement (SP1)	R. Tampon	D1000	FTI	5043	Refoulement
	R. Tampon	SP-2	D1000	FTI	11498	Gravitaire
	SP-2	SP-3	D1000	Acier	753	Refoulement
	SP-2	R.6	D400	PEHD	895	Refoulement
Sous-Total			D400-D1000		20280	

En outre, le système est équipé de 22 ventouses 6 vannes de sectionnement et 11 vannes de vidange.

## Chapitre 4 : Dimensionnement des conduites

### 4.1 Calcul hydraulique

Pour les conduites gravitaires, le dimensionnement du diamètre s'effectue de sorte que la charge résiduelle soit positive à l'extrémité avale de la conduite. La charge hydraulique à l'extrémité amont de la conduite diminuée des pertes de charges linéaires et singulière, doit être supérieure à la cote topographique de l'extrémité avale.

Pour les conduites de refoulement, le choix du diamètre est lié à la consommation d'énergie de la station de pompage. En effet, plus le diamètre de la conduite est réduit, plus les pertes de charge de l'énergie dissipée sont importantes. Le diamètre optimal du refoulement correspond au minimum des charges actuelles d'amortissement et charges d'exploitation des conduites et des stations de pompage.

Le dimensionnement des diamètres des conduites est réalisé par l'utilisation des formules de Bress et Bonin. Les résultats seront donnés sous forme de cotes piézométriques et de pressions résiduelles à chaque nœud. Pour les tronçons les résultats sont fournis sous forme de vitesses et de pertes de charges linéaires.

Concernant les vitesses la règle consiste à éviter à la fois des vitesses trop faibles et des vitesses excessives. Des vitesses d'écoulement trop faibles favorisent des dépôts dans les conduites acheminant ainsi de l'air difficilement vers les points les plus hauts où sont placées les ventouses. En outre, elles augmentent le temps de séjour de l'eau, facteur prépondérant de la dégradation de la qualité.

Par ailleurs, les vitesses trop élevées induisent des pertes de charge excessives et augmentent les risques de cavitation, et par conséquent les effets de coup de bélier.

Il a été convenu de considérer comme convenables dans conduites principales du réseau d'adduction, les vitesses comprises entre les limites suivantes :

$$0,5m/s \leq v \leq 2m/s$$

En pratique, afin d'éviter la naissance de cavitation dans les conduites et de garantir une sécurité de fonctionnement du réseau, il est recommandé, que la vitesse d'écoulement soit limitée à 2 m/s pour les diamètres inférieur à 1000 mm et à 3m/s pour les diamètres supérieur à 1000 mm. Selon Faisandier (1999) les valeurs présentées dans le tableau (4.1) sont à prendre en charge.

Tableau (4.1) : Plages des vitesses

Plages des vitesses (m/s)	Diamètres (mm)
$0,5 \leq v \leq 1,5$	$< 250$
$0,5 \leq v \leq 2,0$	$300 \leq v \leq 800$
$0,5 \leq v \leq 3$	$> 800$

Le dimensionnement d'une conduite de refoulement nécessite la réalisation d'une étude économique de façon à optimiser l'investissement et les frais de fonctionnement liés au pompage. En effet, à un diamètre donné correspond une perte de charge à vaincre, et donc une puissance du groupe de pompage dont le coût est proportionnel à sa puissance.

Le diamètre économique est celui qui minimise le coût total actualisé du projet (pompage+conduite), incluant les frais du premier établissement et les charges d'exploitation. En d'autres termes, le diamètre économique est le pic de la courbe illustrée par la figure (4.1). Dans ou l'a cette dernière l'axe des abscisses représente le coût d'investissement+ le coût d'exploitation, et l'axe des ordonnées symbolise les diamètres de la conduite.

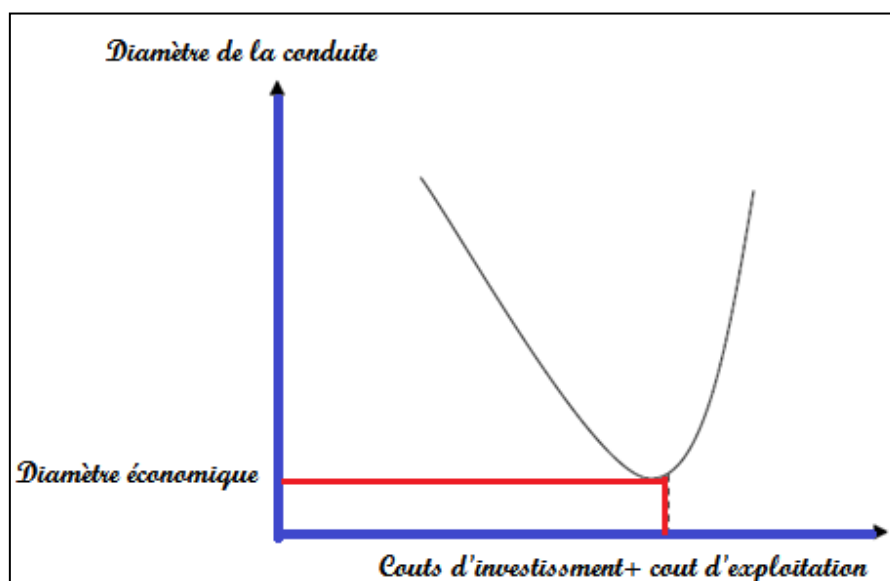


Figure (4.1) : schéma explicatif du diamètre économique

Pour le calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement, on utilise les formules approchées suivantes :

➔ Formule de BRESS :  $D = 1,5 * \sqrt{Q}$  (4.1)

➔ Formule de BONNIN (BONNIN, 1986) :  $D = \sqrt{D}$   
(4.2)

Avec Q le débit refoulé en m<sup>3</sup>/s

L'utilisation simultanée de ces deux relations fournit l'intervalle des diamètres optimaux.

Les pertes de charges présentent une portion de l'énergie mécanique de l'eau qui se transforme sous l'effet du frottement entre les particules de l'eau et les parois des conduites. Il existe deux formes de pertes de charge :

- ▶ Les pertes de charges linéaires, et
- ▶ Les pertes de charges singulières ou locales

Les pertes de charge linéaires sont les plus importantes, elles sont dues aux frottements sur les longueurs droites de canalisation. Elles sont linéaires par rapport à la longueur des conduites (équation 4.3)

$$\Delta H_L = J * L \quad (4.3)$$

**a) La formule de Hazen-Williams**

C'est la formule la plus utilisée des formules empiriques toujours en usage dans certains pays, notamment aux USA et au Japon. La perte de charge s'exprime en fonction du coefficient de Hazen-Williams ( $C_{WH}$ ) variable selon le diamètre des conduites et surtout selon la rugosité (état de la surface intérieur) (Tableau 4.2 et 4.3).

$$J = 10,68 * \left(\frac{Q}{C_{WH}}\right)^{1,852} * D^{-4,871} \quad (4.4)$$

Le coefficient  $C_{WH}$  varie avec le matériau utilisé

- ✿ Béton, amainte ciment, acier revetuu : 1,30 à 150
- ✿ PVC : 140 à 150
- ✿ Fonterevetue : 135 à 150
- ✿ PEHD : 150

Tableau (4.2) : Coefficient de Hazen-Williams selon le matériau

Matériau	Coefficient de Hazen-Williams ( $H_{WC}$ )
Amiant ciment	140
Laiton	130 - 140
Egout en brique	100
Fonte - nouveau	130
Fonte - 10 ans	107 - 113
Fonte - 20 ans	89 - 100
Fonte - 30 ans	75 - 90
Fonte - 40 ans	64-83
Ciment	120 - 140
Cuivre	130 - 140
tuyau en acier ductile	120
acier galvanisé	120
verre	140
plomb	130 - 140
plastique	140 - 150
PVC, CPVC	150
acier	130
acier riveté	110
étain	130
bois	120

Tableau (4.3) : Coefficient de Hazen-Williams selon type de matériau et la rugosité

Valeur de la rugosité	Valeur de $C_{WH}$	Type de conduite
0,5 mm	110	Fonte grise
0,25 mm	125	Fonte ductile
0,1 mm	132	PVC

Pour fixer la rugosité de projet, il faut prendre en compte les éventuels accroissements à long terme de la rugosité. Les valeurs de la rugosité utilisées ici donnent une rugosité sur un tuyau neuf. Elles ne prennent pas en compte le vieillissement des conduites, notamment les dépôts qui peuvent se produire.

$$k_s = k_0 + \alpha T \quad (4.5)$$

Où :

$k_0$  : Rugosité absolue des tuyaux neufs,

$\alpha$  : Coefficient de vieillissement,

T : Temps de service

#### b) La formule Darcy-Weissbach

Pour le calcul des pertes de charges linéaires ou par frottement externe on fait souvent appel à la formule de Darcy-Weissbach. La formule de Darcy-Weissbach est théoriquement la plus correcte et la plus largement utilisée en Europe. Elle s'applique à tous les régimes d'écoulement et à tous les liquides.

$$J = \frac{\lambda \cdot v^2}{2 \cdot g \cdot D} \quad (4.6)$$

$$\Delta H = \frac{\lambda \cdot L \cdot v^2}{2 \cdot g \cdot D} \quad (4.7)$$

Avec

- $\lambda$ : Coefficient de pertes de charge linéaires
- D : diamètre de la conduite en [m]
- g : Accélération de la pesanteur [ $\text{m/s}^2$ ]
- v : Vitesse moyenne dans la conduite [m/s]
- L : Longueur de la conduite [m]

L'équation de continuité pour un écoulement dans une conduite circulaire de Diamètre D est obtenue comme suit :

$$Q = \frac{\pi}{4} \cdot D^2 \cdot v \quad (4.8)$$



Pour le calcul hydraulique il est préconisé d'avoir recours à la formule de Darcy complétée par celle de Colebrook (Colebrook, 1938), à savoir :

► Dans le domaine lisse :

$$\lambda = f(Re) : \frac{1}{\lambda} = 2,0 * \log(Re * \sqrt{\lambda}) - 0,8 = 2,0 * \log\left(\frac{Re * \sqrt{\lambda}}{2,8}\right) \quad (4.8)$$

► Dans le domaine de transition :

$$\lambda = f(Re, k/D) : \frac{1}{\lambda} = 2,0 * \log\left(\frac{2,51}{Re * \sqrt{\lambda}} + \frac{k/D}{3,71}\right) \quad (4.9)$$

► Dans le domaine rugueux :

$$\lambda = f\left(\frac{k}{D}\right) : \frac{1}{\lambda} = 2,0 * \log\left(\frac{D}{k}\right) + 1,14 = 2,0 * \log\left(\frac{3,71}{k/D}\right) \quad (4.10)$$

Le nombre de Reynolds s'obtient comme suit :

$$Re = \frac{v * D}{\mu} \quad (4.11)$$

Ou encore lorsqu'on tient compte de l'équation (4.8) :

$$Re = \frac{4 * Q}{\pi * \mu * D} \quad (4.12)$$

Avec :

$\mu$  la viscosité cinématique qui dépend frottement de la température le tableau (4.4) donne quelques indication.

Tableau (4.4) : Valeurs de la viscosité cinématique en fonction de la température

Température [°C]	viscosité (10 <sup>-6</sup> m <sup>2</sup> /s)
<b>0</b>	1,8
<b>5</b>	1,5
<b>10</b>	1,29
<b>15</b>	1,12
<b>18</b>	1,04
<b>20</b>	0,99

On peut également utiliser la formule proposée par Poiseuille pour le calcul de la viscosité cinématique

$$\mu = \frac{1,78 \cdot 10^{-6}}{1 + 0,033 \cdot T + 0,000221 T^2} \quad (4.13)$$

En éliminant v entre l'équation (4.7) et (4.8) on obtient l'équation suivante

:

$$\Delta H = \frac{8 \cdot \lambda \cdot L \cdot Q^2}{\pi^2 \cdot g \cdot D^5} \quad (4.14)$$

Pour un écoulement turbulent, Colebrook (1938) a proposé l'équation implicite suivante

Pour le calcul de  $\lambda$ .

$$\lambda = 1,325 \cdot \left[ \ln \left( \frac{k}{3,7 \cdot D} + \frac{2,51}{Re \cdot \sqrt{\lambda}} \right) \right]^2 \quad (4.15)$$

En utilisant l'équation précédente, Moody (1944) a construit une famille de courbe entre  $\lambda$  et Re pour différentes valeurs de la rugosité relative (k/D)(figure 4.2 ).

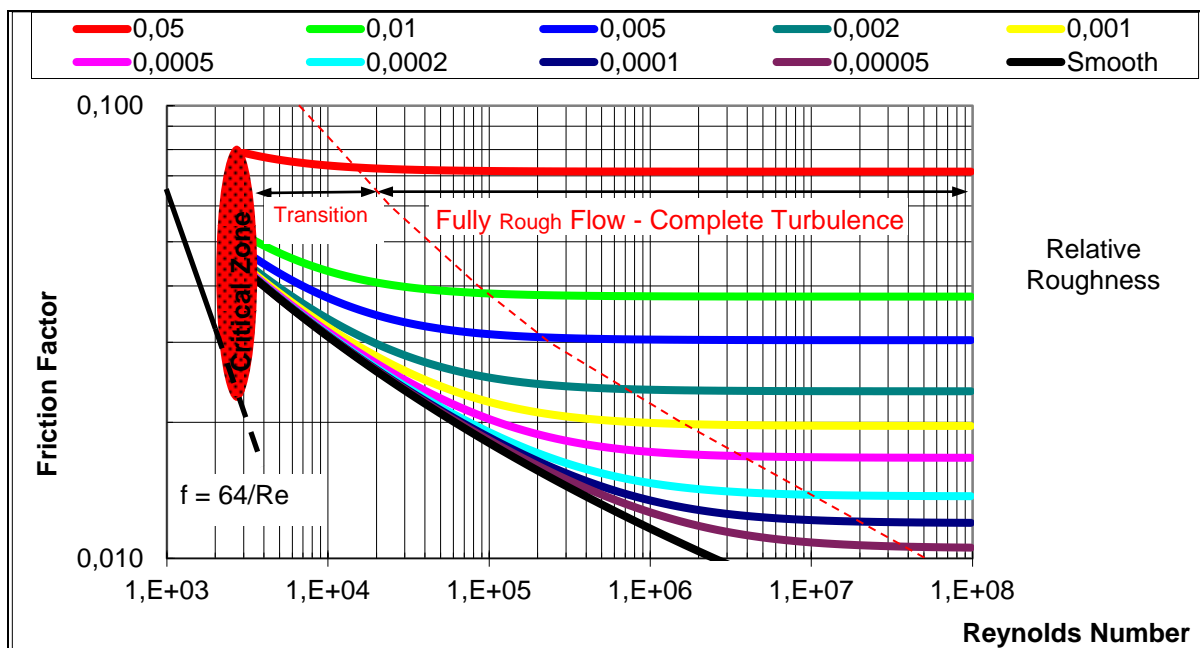


Figure (4.2) : Abaque de Moody

Pour un écoulement laminaire,  $\lambda$  dépend uniquement de  $Re$ . Selon Hagen-Poiseuille il est obtenu comme suit :

$$\lambda = \frac{64}{Re} \quad (4.16)$$

Pour un nombre de Reynolds se trouvant entre le laminaire et le turbulent, en d'autres termes ladite zone de transition, il n'existe pas d'information pour l'estimation de  $\lambda$ . Swamee(1993) a proposé l'équation suivante pour l'estimation de  $\lambda$ , cette dernière est valable pour les trois domaines, à savoir, le domaine laminaire, le domaine turbulent, et ledit domaine de transition se trouvant entre les deux.

$$\lambda = \left\{ \left( \frac{64}{Re} \right)^8 + 9,5 \left[ \ln \left( \frac{k}{3,7 * D} + \frac{5,74}{Re^{0,9}} \right) - \left( \frac{2500}{Re} \right)^6 \right]^{-16} \right\}^{0,125} \quad (4.17)$$

L'équation (4.17) donne des valeurs de  $\lambda$  à 1% environ de différence de celles obtenues par l'équation (4.15). Pour l'écoulement turbulent l'équation (4.17) prend la forme simple suivante :

$$\lambda = 1.325 * \left[ \ln \left( \frac{k}{3,7 * D} + \frac{5,74}{Re^{0,9}} \right) \right]^{-2} \quad (4.18)$$

En combinant l'équation (4.12) et l'équation (4.18) on peut écrire:

$$\lambda = 1.325 * \left[ \ln \left( \frac{k}{3,7 * D} + 4,618 * \left( \frac{\mu * D}{Q} \right)^{0,9} \right) \right]^{-2} \quad (4.19)$$

Le coefficient  $\lambda$  s'obtient à partir de la formule de Karman Nikuradse. Pour les tuyaux rugueux en régime turbulent on utilise l'expression suivante :

$$\lambda = \left[ \frac{1}{1,74 + 2 * \log \left( \frac{D}{2 * K} \right)} \right]^2 \quad (4.20)$$

Avec :

$K$  : Coefficient de Rugosité

$D$  : diamètre de la conduite

En pratique, pour le calcul des pertes de charge, on utilise des outils informatiques. Pour une estimation rapide, il existe aussi des tables de calcul, un extrait est présenté par le tableau (4.5).

Tableau (4.5) : extrait de la table de Colebrook

Vitesse (m/s)	Diamètre intérieur : 100 mm				Diamètre intérieur : 107 mm			
	Débit (l/s)	Perte de charge (mCE/km)			Débit (l/s)	Perte de charge (mCE/km)		
		k = 0,05 mm	k = 0,1 mm	k = 0,5 mm		k = 0,05 mm	k = 0,1 mm	k = 0,5 mm
0,10	0,79	0,17	0,18	0,20	0,90	0,16	0,16	0,18
0,15	1,18	0,35	0,36	0,42	1,35	0,32	0,33	0,39
0,20	1,57	0,58	0,60	0,72	1,80	0,54	0,55	0,66
0,25	1,96	0,87	0,90	1,10	2,25	0,80	0,82	1,01
0,30	2,36	1,20	1,25	1,56	2,70	1,10	1,15	1,43
0,35	2,75	1,58	1,65	2,10	3,15	1,46	1,52	1,92
0,40	3,14	2,01	2,11	2,71	3,60	1,85	1,94	2,48
0,45	3,53	2,49	2,62	3,40	4,05	2,29	2,41	3,11
0,50	3,93	3,02	3,18	4,16	4,50	2,77	2,92	3,81
0,55	4,32	3,59	3,80	5,01	4,95	3,30	3,49	4,59
0,60	4,71	4,20	4,46	5,93	5,40	3,87	4,10	5,43
0,65	5,11	4,86	5,18	6,93	5,84	4,47	4,75	6,35
0,70	5,50	5,57	5,95	8,01	6,29	5,13	5,46	7,33
0,75	5,89	6,32	6,76	9,16	6,74	5,82	6,22	8,39
0,80	6,28	7,12	7,63	10,40	7,19	6,55	7,01	9,52
0,85	6,68	7,97	8,55	11,71	7,64	7,33	7,86	10,72
0,90	7,07	8,85	9,52	13,09	8,09	8,14	8,75	11,99
0,95	7,46	9,78	10,55	14,55	8,54	9,00	9,69	13,33
1,00	7,85	10,75	11,62	16,10	8,99	9,89	10,68	14,74
1,05	8,25	11,77	12,74	17,72	9,44	10,83	11,71	16,22
1,10	8,64	12,84	13,92	19,41	9,89	11,81	12,79	17,78
1,15	9,03	13,95	15,14	21,19	10,34	12,83	13,92	19,40
1,20	9,42	15,10	16,42	23,04	10,79	13,89	15,09	21,10
1,25	9,82	16,29	17,74	24,97	11,24	14,99	16,31	22,86
1,30	10,21	17,53	19,11	26,98	11,69	16,12	17,57	24,70
1,35	10,60	18,81	20,54	29,06	12,14	17,31	18,88	26,61
1,40	11,00	20,13	22,02	31,22	12,59	18,52	20,24	28,59
1,45	11,39	21,51	23,54	33,46	13,04	19,79	21,64	30,64
1,50	11,78	22,91	25,11	35,77	13,49	21,08	23,09	32,75
1,55	12,17	24,37	26,74	38,17	13,94	22,42	24,58	34,95
1,60	12,57	25,87	28,42	40,63	14,39	23,80	26,13	37,22
1,65	12,96	27,41	30,15	43,18	14,84	25,22	27,71	39,54
1,70	13,35	28,99	31,93	45,81	15,29	26,68	29,35	41,95
1,75	13,74	30,62	33,76	48,51	15,74	28,18	31,03	44,42
1,80	14,14	32,30	35,64	51,29	16,19	29,72	32,77	46,96
1,85	14,53	34,02	37,56	54,15	16,64	31,30	34,53	49,59
1,90	14,92	35,77	39,54	57,09	17,08	32,91	36,35	52,28
1,95	15,32	37,56	41,57	60,10	17,53	34,58	38,22	55,03
2,00	15,71	39,41	43,65	63,18	17,98	36,28	40,13	57,87
2,05	16,10	41,30	45,77	66,36	18,43	38,01	42,08	60,76
2,10	16,49	43,22	47,97	69,61	18,88	39,79	44,09	63,73
2,15	16,89	45,21	50,18	72,92	19,33	41,59	46,13	66,78
2,20	17,28	47,22	52,47	76,32	19,78	43,46	48,23	69,88
2,25	17,67	49,28	54,81	79,81	20,23	45,36	50,38	73,07
2,30	18,06	51,39	57,19	83,34	20,68	47,30	52,56	76,33
2,35	18,46	53,54	59,62	86,98	21,13	49,27	54,80	79,65
2,40	18,85	55,72	62,09	90,69	21,58	51,28	57,07	83,05
2,45	19,24	57,94	64,61	94,47	22,03	53,32	59,41	86,52
2,50	19,63	60,21	67,21	98,34	22,48	55,43	61,78	90,06

Valeur directement utilisable pour l'eau à 10°C.

Tous les accessoires montés dans le réseau (coudes, vannes, tés, cône de réduction,...), les déviations et les changements de diamètre sont à l'origine des pertes de charge singulière. En général les pertes de charge singulières représentent 10% des pertes de charge linéaires. Ainsi les pertes de charges totales sont égales aux pertes de charge linéaires majorées de 10%.

$$\Delta H_S = 0,10 * \Delta H \tag{4.21}$$

La hauteur manométrique totale est la somme des pertes de charge et la hauteur géométrique.

$$H_{MT} = H_g + \Delta H_t \tag{4.22}$$

Le volume utile du réservoir de mise en charge, doit assurer la régulation des groupes de pompage installés à l'amont, et doit constituer une réserve pour éviter la vidange de la conduite gravitaire à l'aval. Le volume anti-vidange est donné par :

$$V_a = Q_{grav} * t \quad (4.23)$$

Avec

t: pris égal à 60 s (temps de fermeture de la vanne à l'arrivée au RMC).

$Q_{grav}$  : débit de la conduite gravitaire.

Le volume de régulation est donné par la formule suivant :

$$V_r = \frac{Q * \Delta t}{4} \quad (4.24)$$

Avec :

$\Delta t$  : intervalle entre deux démarrages (60min)

Q : débit de la plus grande pompe installée à l'amont ou à l'aval de la station de pompage.

Le débit d'exploitation de la station de pompage est calculé à l'aide de la formule suivante :

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

Avec :

- ➔  $Q_{exp}$  : Le débit d'exploitation en (m<sup>3</sup>/s)
- ➔  $Q_{max,j}$  : Le débit maximum journalier assuré par la station en (m<sup>3</sup>/j)
- ➔ t : Temps de fonctionnement de la station de pompage par jour en (heures)

## 4.2 Diagnostic et prévision

Le réseau d'adduction de la station de traitement au réservoir, doit permettre non seulement de garantir l'alimentation face à des cas d'urgence tels que l'incident perturber la vie quotidienne des consommateurs. Après un diagnostic effectué nous avons constaté l'existence d'une ligne d'adduction à voie unique partant de la station de traitement de la ville de Guelma. C'est, par conséquent, la raison pour laquelle que les effets de la coupure d'eau en cas de l'accident de conduite, de contrôle ou de la réparation, sont inévitables. A cause de fréquents accidents qui peuvent survenir au niveau du système d'adduction, l'alimentation en eau n'est donc pas stable, par conséquent l'effort consenti pour la gestion et pour la maintenance est considérable. Pour garantir une alimentation stable au niveau de conduites d'adduction, il est primordial de prévoir d'autres lignes d'adduction. C'est ainsi qu'une stabilité d'alimentation sans coupure pourrait être assurée, et ce même lors des travaux de maintenance ou de réhabilitation.

Dans le cadre d'un projet réalisé par un bureau d'études coréen (Corée du sud), pour le compte de la DHW de Guelma, un diagnostic du système d'adduction a été réalisé. Il a été procédé, entre autres, à la vérification du nombre de fuite de chaque tronçon en mesurant le débit de sortie et d'entrée de la conduite d'adduction. Les données issues du diagnostic ont été exploitées pour effectuer le calcul hydraulique et l'élaboration d'un plan de réhabilitation.

Les équipements utilisés lors de la mesure du débit et de la pression d'eau sont présentés dans le tableau. A la conduite d'entrée et la conduite de sortie du réservoir, les débitmètres à insertion ont été installés, afin de mesurer le débit tous les 10 minutes. Les débitmètres ont été connectés à l'enregistreur Logger (NXG-404/033 PRIMELOG), capable d'enregistrer les données de la mesure.

Tous les tronçons sur les conduites d'adduction du système de barrage ont fait l'objet de la mesure. Le débit et la pression à la partie d'entrée et partie de sortie sur 2 tronçons ont été mesurés, par la suite les données issues de la mesure des deux débitmètres (insertion et volumétrique existant) ont été comparées pour vérifier l'exactitude du débitmètre volumétrique. Un exemple de mesure est illustré par la figure (4.3)

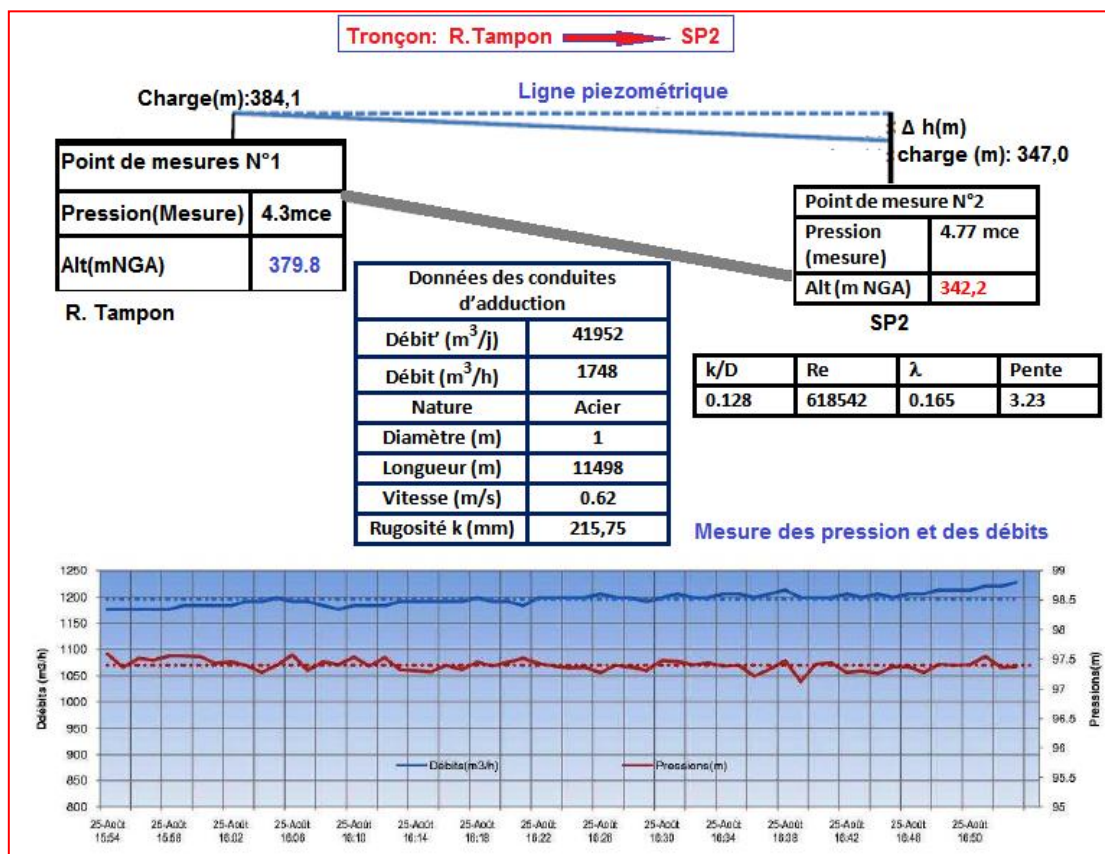


Figure (4.3) : Illustration d'un exemple de mesure

Les résultats de la mesure sont regroupés dans le tableau (4.6). A partir de ce tableau on constate que l'écart au niveau du tronçon SP2~SP3 était la plus important (18%).

Tableau (4.6) Analyse des mesures - Barrage

Désignation		Sortie	Entrée	Volumétrique existant	Temps de mesure (min)	Taux
SP1-R. Tampon	Volume accumulé (m3)	1195,4	985,1	1133	60	
	Différence	sortie-entrée	210,3			18%
		Volumétrique existant-sortie	62,4			5%
R. Tampon -SP2	Volume accumulé (m3)	1748	1407,9			
	Différence	sortie-entrée	340,1			19%
		Volumétrique existant-sortie	pas de débitmètre			
SP2-R6	Volume accumulé (m3)	663,6	620,1	710	72	
	Différence	sortie-entrée	43,5			7%
		Volumétrique existant-sortie	46,4			6%
SP2-SP3	Volume accumulé (m3)	12988,2	10934	12226	500	
	Différence	sortie-entrée	2054			16%
		Volumétrique existant-sortie	762,2			6%

En se basant sur l'étude comparative des débits et des pressions de l'entrée et de la sortie des conduites d'adduction et à un couplage avec modèle hydraulique, le coefficient de rugosité est obtenu. Le calcul hydraulique est appliqué à un tronçon de chaque système, à l'exception des tronçons sur lesquels il y a le picage. Il a été observé une grande variation du débit et de la pression, et ce malgré l'utilisation des valeurs moyennes du débit moyen et de la pression. En outre, il a été constaté qu'une petite variation de l'altitude au niveau de point de mesure ainsi que les petites erreurs de la mesure ont une influence sur le calcul.

Le présent calcul hydraulique que nous envisageons de réaliser est basé sur le besoin en eau à l'année cible 2040, à savoir 57 000 m<sup>3</sup>/j, et concerne les tronçons schématisés par la figure (4.4) . La vitesse de l'eau à l'intérieur de la conduite est de 0,06~1,78m/s, soit un niveau plutôt bas.

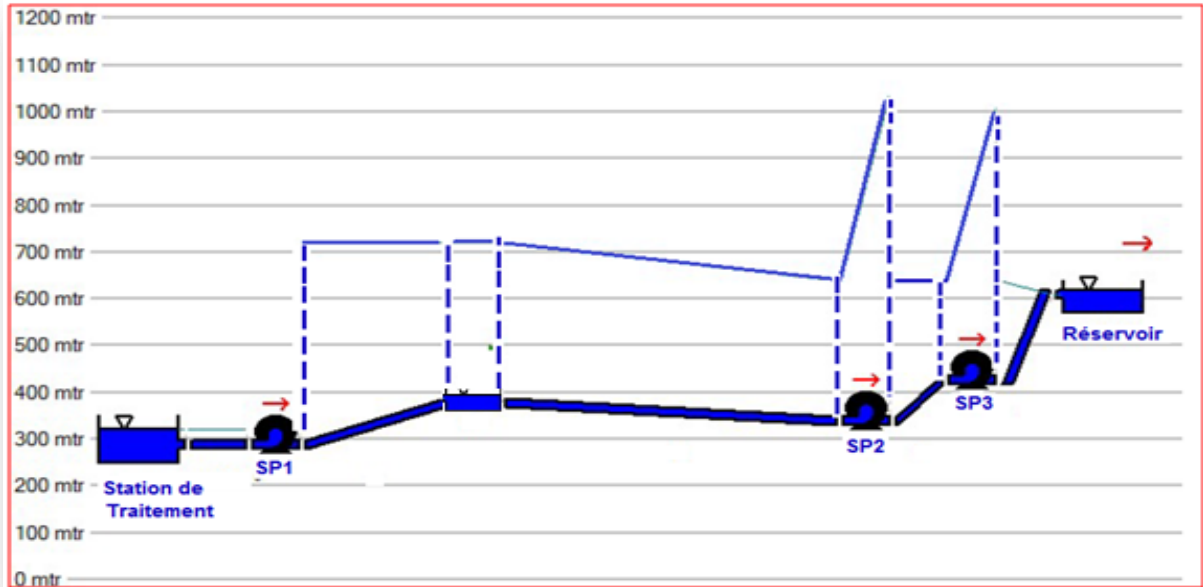


Figure (4.4) : Les tronçons concernés par le calcul prévisionnel

#### 4.2.1 Dimensionnement des adductions gravitaires

Pour les conduites à écoulement gravitaires ; le diamètre est dimensionné de telle sorte que la charge résiduelle à l'extrémité avale de la conduite soit positive. La charge hydraulique à l'extrémité amont de la conduite diminuée des pertes de charges linéaires, doit être supérieure à la cote topographique de l'extrémité avale. Les résultats du calcul sont donnés par le tableau (4.7)

Tableau (4.7) : Dimensionnement du tronçon réservoir tampon 1 - SP2

Tronçon	Q (m <sup>3</sup> /s)	D(m)	V (m/s)	l(m)	$\lambda$	j	$\Delta HL$ (m)	$\Delta H_s$ (m)	$\Delta HT$ (m)	Hg	Hmt
réservoir tampon 1 - SP2	0,69	0,40	0,88	11498,00	0,02	0,002	18,47	2,77	21,24	89	110,24
	0,69	0,50	0,88	11498,00	0,02	0,001	14,07	2,11	16,17	89	105,17
	0,69	0,60	0,88	11498,00	0,02	0,001	11,27	1,69	12,96	89	101,96
	0,69	0,70	0,88	11498,00	0,01	0,001	9,35	1,40	10,75	89	99,75
	0,69	0,80	0,88	11498,00	0,01	0,001	7,96	1,19	9,15	89	98,15
	0,69	0,90	0,88	11498,00	0,01	0,001	6,90	1,04	7,94	89	96,94



	0,69	1,00	0,88	11498,00	0,01	0,001	6,08	0,91	6,99	89	95,99
--	------	------	------	----------	------	-------	------	------	------	----	-------

La vérification par la formule de darcy Weissbach

K : coefficient de rugosité : on prend : K= 0,000188

Tronçon	Q (m3/s)	D(m)	V(m/s)	l(m)	$\lambda$	j	$\Delta H_L$ (m)	$\Delta H_s$ (m)	$\Delta H_T$ (m)
réservoir tampon 1 - SP2	0,686655	1	0,875	11498	0,013553506	0,000528894	6,08122495	0,912184	6,993409

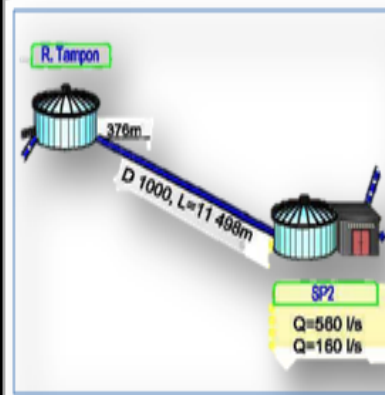
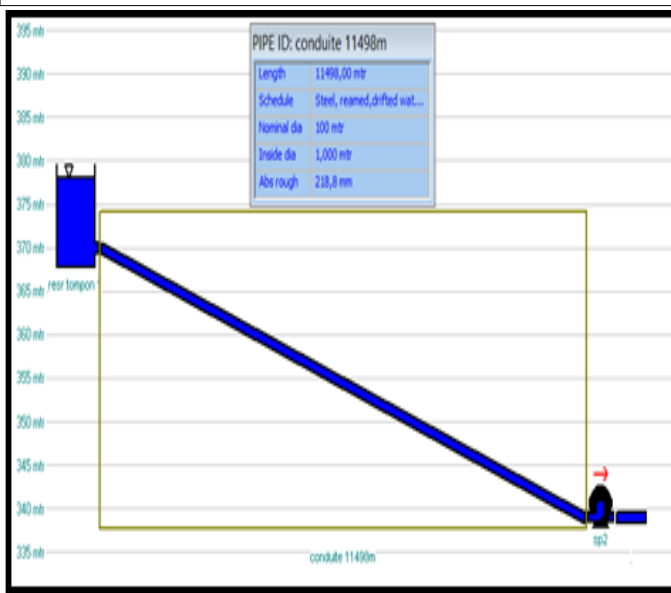
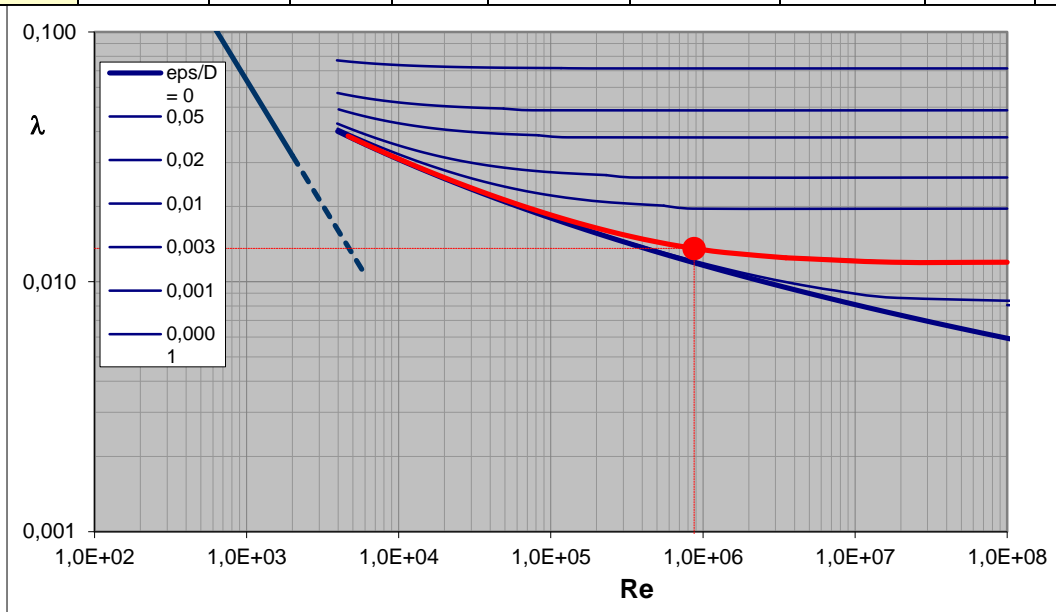


Figure (4.5) : tronçon réservoir tampon 1 - SP2

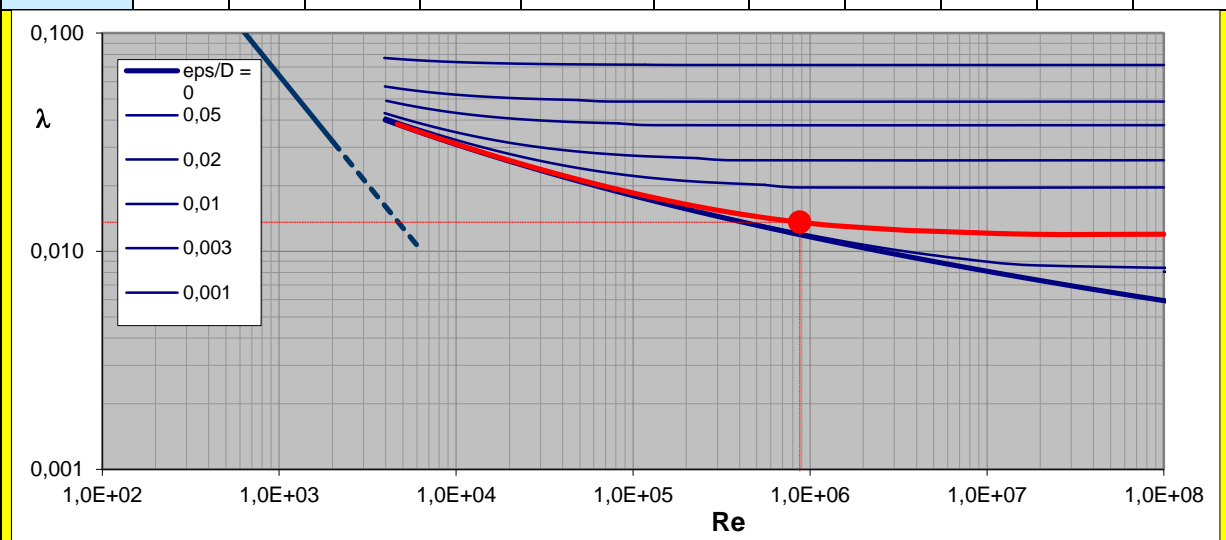
#### 4.2.2 Dimensionnement des adductions par refoulement

Pour les conduites de refoulement, le choix du diamètre est lié à la consommation d'énergie de la station de pompage. En effet, plus le diamètre de la conduite est réduit, plus les pertes de charge et l'énergie dissipée sont importantes. Le diamètre optimal de refoulement correspond donc au minimum des charges annuelles d'amortissement et des charges annuelles d'exploitation des conduites et des stations de pompes.

Les résultats du calcul sont donnés par le tableau (4.8).

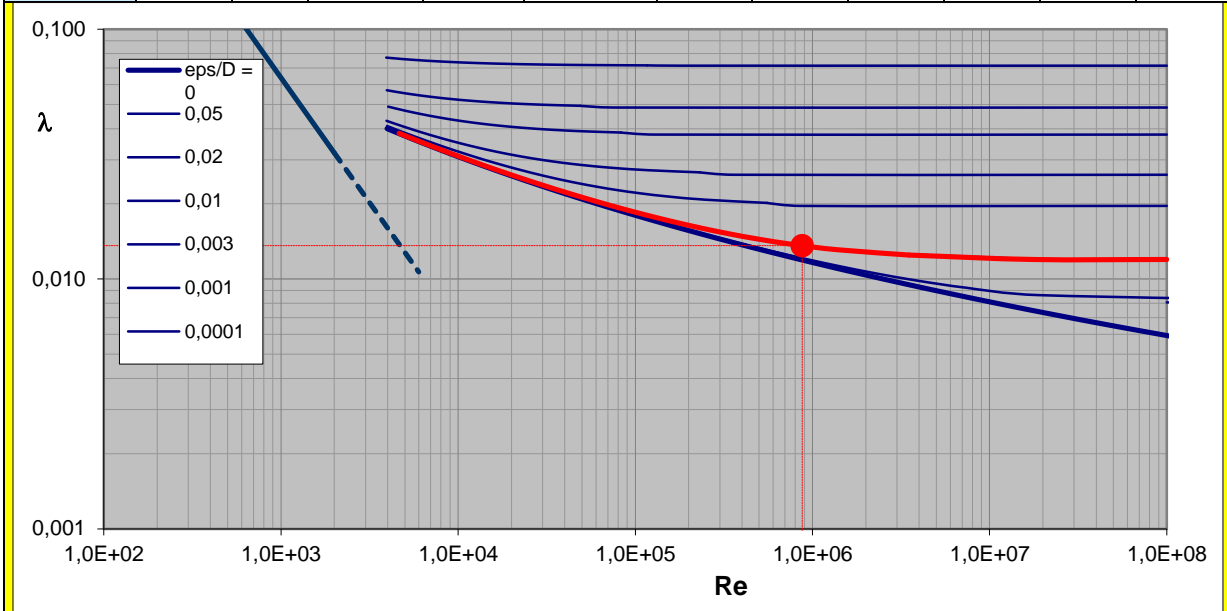
**Tableau (4.8) : Dimensionnement des adductions par refoulement**

Tronçon	Q (m <sup>3</sup> /s)	D(m)	V(m/s)	l(m)	$\lambda$	j	$\Delta HL$ (m)	$\Delta Hs$ (m)	$\Delta HT$ (m)	Hg	Hmt
station pompage 1 - réservoir tampon 1	0,721	0,400	0,919	5043,000	0,016	0,002	8,934	1,340	10,275	48,000	58,274
	0,721	0,500	0,919	5043,000	0,016	0,001	6,805	1,021	7,826	48,000	55,826
	0,721	0,600	0,919	5043,000	0,015	0,001	5,452	0,818	6,270	48,000	54,270
	0,721	0,700	0,919	5043,000	0,015	0,001	4,524	0,679	5,202	48,000	53,202
	0,721	0,800	0,919	5043,000	0,014	0,001	3,850	0,577	4,427	48,000	52,427
	0,721	0,900	0,919	5043,000	0,014	0,001	3,340	0,501	3,841	48,000	51,841
	0,721	1,000	0,919	5043,000	0,014	0,001	2,942	0,441	3,384	48,000	51,384

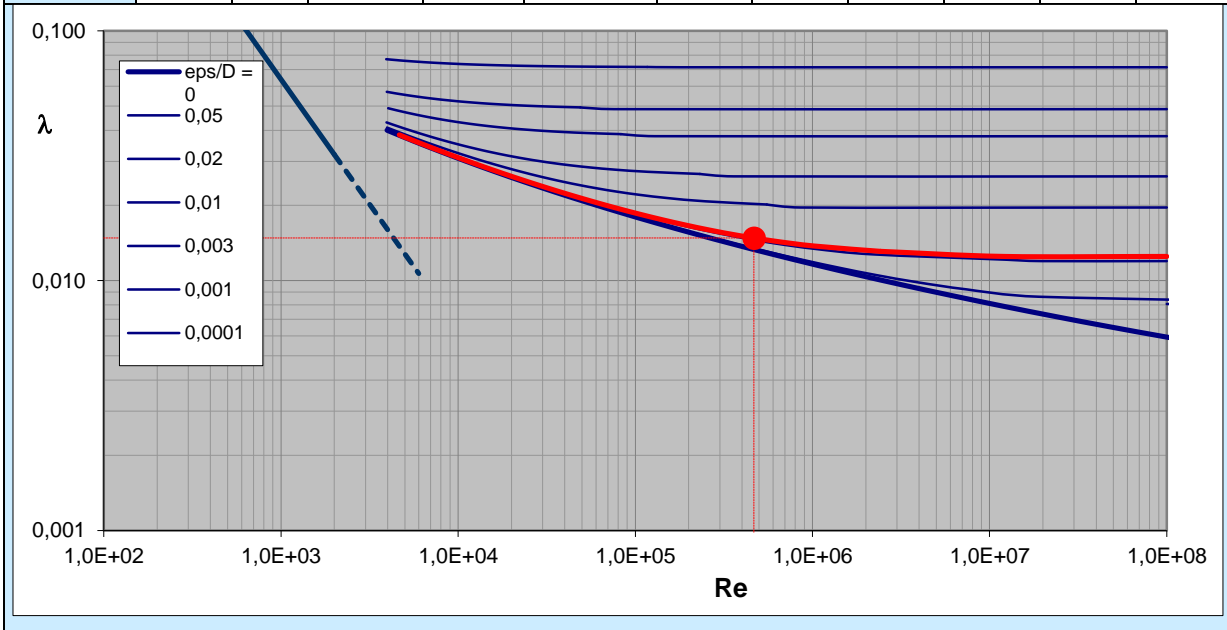


Tronçon	Q (m <sup>3</sup> /s)	D(m)	V(m/s)	l(m)	$\lambda$	j	$\Delta HL$ (m)	$\Delta Hs$ (m)	$\Delta HT$ (m)	Hg	Hmt
SP2 - SP3	0,678	0,400	0,884	753,000	0,016	0,002	1,234	0,185	1,420	86,000	87,420
	0,678	0,500	0,884	753,000	0,016	0,001	0,940	0,141	1,081	86,000	87,081
	0,678	0,600	0,884	753,000	0,015	0,001	0,753	0,113	0,866	86,000	86,866

	0,678	0,700	0,884	753,000	0,015	0,001	0,625	0,094	0,719	86,000	86,719
	0,678	0,800	0,884	753,000	0,014	0,001	0,532	0,080	0,612	86,000	86,612
	0,678	0,900	0,884	753,000	0,014	0,001	0,461	0,069	0,531	86,000	86,531
	0,678	1,000	0,884	753,000	0,014	0,001	0,406	0,061	0,467	86,000	86,467



Tronçon	Q (m3/s)	D(m)	V(m/s)	l(m)	$\lambda$	j	$\Delta HL$ (m)	$\Delta Hs$ (m)	$\Delta HT$ (m)	Hg	Hmt
SP3- Réservoir Djebelhalouf	0,294	0,400	1,039	1887,000	0,016	0,002	4,273	0,641	4,914	183,000	187,914
	0,294	0,500	1,039	1887,000	0,016	0,002	3,255	0,488	3,743	183,000	186,743
	0,294	0,600	1,039	1887,000	0,015	0,001	2,608	0,391	2,999	183,000	185,999
	0,294	0,700	1,039	1887,000	0,015	0,001	2,164	0,325	2,488	183,000	185,488
	0,294	0,800	1,039	1887,000	0,014	0,001	1,841	0,276	2,117	183,000	185,117



#### 4.2.2.1 Charges annuelles d'amortissement et des charges annuelles d'exploitation

**Rappelons que** La hauteur manométrique totale est la somme des pertes de charge et de la hauteur géométrique

$$H_{MT} = H_g + \Delta H_t$$

$H_g$ : la hauteur géométrique en(m);

$\Delta H_t$ : la perte de charge totale en(m).

#### **Puissance absorbée par la pompe**

C'est la puissance fournie à la pompe en [kW]. Elle s'obtient par l'expression suivante :

$$P_{abs} = \frac{\rho * g * H_{MT} * Q}{\eta * 1000}$$

- ➡  $\eta$ : Rendement de la pompe en [ % ]
- ➡  $\rho$  : Masse volumique de l'eau [kg /m<sup>3</sup>]
- ➡ Q : Débit refoulé par la pompe en [m<sup>3</sup>/s]
- ➡  $H_{MT}$  : Hauteur manométrique totale de la pompe en [mce]

Les informations nécessaires concernant les stations de pompage sont présentées par les tableaux (4.9).

Tableau (4.9) : caractéristiques des pompes

Désignation	Année de réalisation	Capacité de l'ouvrage m <sup>3</sup> /j	Capacité de la pompe (m <sup>3</sup> /h)	Charge initiale	Cote terrain naturel	H <sub>mt</sub>	Capacité de la pompe
SP1	2002	35000	3 X 900	387	289	96	440 L/S
		2500	2 X 270			170	60 L/S
SP2 – sp3	2002	52000	4 X 1800	439	339	100	840 L/S

**b) Frais d'amortissement**

Les frais d'amortissement en (DA) sont donnés par la formule suivante (Sogreah, 2010) :

$$F_{amort} = P_c * A$$

P<sub>c</sub> : le prix de la conduite en (DA)

A : amortissement annuel en (%) ; on peut le déterminer comme suit :

$$A = \left[ \frac{i}{(i+1)^{n-1}} + i \right] * 100$$

Avec :

- ➡ i : le taux d'annuité annuel (taux d'annuité ≈ 8%)
- ➡ n : nombre d'années pour l'amortissement (n=30ans)
- ➡ Soit : a = 0,0879501

*Définition 1. On appelle suite d'annuités une succession de versements, pour créer ou rembourser un capital.*

Le tableau (4.10) illustre le calcul des frais des amortissements.

Tableau (4.10) : calcul des amortissements

station pompage 1 – réservoir tampon 1	diamètres (mm)	prix de livraison et pose	prix du mètre de conduite	prix totale en (Da)	longueur (m)	prix de la conduite	Amortissement	Annuité
	0,4	2332,8	11891,88	14224,68	5043	71735061,24	10,608	6762402,866
	0,5	2595,25	17702,69	20297,94	5043	102362511,4	10,608	9649626,398
	0,6	2709,869	18586,771	21296,639	5043	107398952,2	10,608	10124407,36
	0,7	2889,144	21682,41	24571,554	5043	123914348,1	10,608	11681299,61
	0,8	3068,419	24778,05	27846,469	5043	140429744,1	10,608	13238191,87
	0,9	3247,694	27873,69	31121,384	5043	156945140,1	10,608	14795084,12
	1	3426,97	30969,33	34396,299	5043	173460536,1	10,608	16351976,37
SP2 - SP3	diamètres (mm)	prix de livraison et pose	prix du mètre de conduite	prix totale en (Da)	longueur (m)	prix de la conduite	Amortissement	Annuité
	0,4	2332,8	11891,88	14224,68	753	10711184	10,61	1009734,16
	0,5	2595,25	17702,69	20297,94	753	15284348,8	10,61	1440842,49
	0,6	2709,86867	18586,77	21296,63	753	16036369,4	10,61	1511734,83
	0,7	2889,14388	21682,41	24571,55	753	18502380,4	10,61	1744203,57
	0,8	3068,4191	24778,05	27846,46	753	20968391,3	10,61	1976672,31
	0,9	3247,69431	27873,68	31121,38	753	23434402,2	10,61	2209141,06
	1	3426,96952	30969,32	34396,29	753	25900413,2	10,61	2441609,8
SP3- Réservoir djbelhalouf	diamètres (mm)	prix de livraison et pose	prix du mètre de conduite	prix totale en (Da)	longueur (m)	prix de la conduite	Amortissement	Annuité
	0,5	2595,25	17702,69	20297,94	1887	38302212,8	10,61	3610716,84

	0,6	2709,87	18586,77	21296,6393	1887	40186758,4	10,61	3788371,34
	0,7	2889,14	21682,41	24571,5543	1887	46366522,9	10,61	4370932,45
	0,8	3068,42	24778,05	27846,4692	1887	52546287,4	10,61	4953493,57

### a) Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation en DA sont définis par la formule suivante :  $F_{ex} = E * e$

- E : énergie consommée par le pompe en (kWh)
- e : Prix unitaire d'un kWh fixé par la SONELGAS

L'énergie consommée par la pompe s'obtient comme suit :  $E = P * t * 365$

- E : Energie consommée en kWh
- t : Nombre d'heures de pompage par jour
- P : Puissance de la pompe en kW

Le détail du calcul relatif aux frais d'exploitation est présenté dans le tableau (4.11).

Tableau (4.11) : calcul des frais d'exploitation

diamètre en (mm)	Hmt En (mce)	Débit refoulé Q (m3/s)	rendement p a 80%	Puissance de la pompe ( kw)	Energie consommée E ( kw/h )	Prix imposé : e (Da / kwh)	Frais d'exploitation ( Da )
0,4	110,237	0,721	0,8	975,1403	4271114,609	4,5	19220015,74
0,5	105,175	0,721	0,8	930,3641	4074994,751	4,5	18337476,38
0,6	101,96	0,721	0,8	901,9265	3950437,977	4,5	17776970,89
0,7	99,7522	0,721	0,8	882,3965	3864896,867	4,5	17392035,9
0,8	98,15	0,721	0,8	868,2239	3802820,892	4,5	17112694,01
0,9	96,9387	0,721	0,8	857,5088	3755888,34	4,5	16901497,53
1	95,9934	0,721	0,8	849,1467	3719262,539	4,5	16736681,43

diamètre en (mm)	Hmt En (mce)	Débit refoulé Q (m3/s)	rendement p a 80%	Puissance de la pompe ( kw)	Energie consommée E ( kw/h )	Prix imposé : e (Da / kwh)	Frais d'exploitation ( Da )
0,4	87,42	0,72	0,8	773,3	3387067,98	4,5	15241805,9
0,5	87,08	0,72	0,8	770,31	3373958,59	4,5	15182813,6
0,6	86,87	0,72	0,8	768,41	3365632,74	4,5	15145347,3
0,7	86,72	0,72	0,8	767,1	3359914,85	4,5	15119616,8
0,8	86,61	0,72	0,8	766,16	3355765,45	4,5	15100944,5
0,9	86,53	0,72	0,8	765,44	3352628,3	4,5	15086827,4

1	86,47	0,72	0,8	764,88	3350180,1	4,5	15075810,4
---	-------	------	-----	--------	-----------	-----	------------

Le bilan du calcul des frais d'exploitation et des frais d'amortissement est présenté dans le tableau (4.12)

Tableau (4.12) : Bilan du calcul

diamètre en (mm)	Frais d'amortissement	frais d'exploitation	totale
0,4	6762403	19220016	25982419
0,5	9649626	18337476	27987103
0,6	1,00E+07	17776971	27901378
0,7	1,20E+07	17392036	29073336
0,8	1,30E+07	17112694	30350886
0,9	1,50E+07	16901498	31696582
1	1,60E+07	16736681	33088658

diamètre (mm)	en Frais d'amortissement	frais d'exploitation	totale
0,4	1009734,16	15241805,9	16251540,1
0,5	1440842,49	15182813,6	16623656,1
0,6	1511734,83	15145347,3	16657082,2
0,7	1744203,57	15119616,8	16863820,4
0,8	1976672,31	15100944,5	17077616,9
0,9	2209141,06	15086827,4	17295968,4
1	2441609,8	15075810,4	17517420,2

Après consultation de l'étude précitée, en l'occurrence celle réalisée par le bureau d'étude coréen, les valeurs regroupées dans le tableau (4.13) ont été sélectionnées.



Tableau (4.13) : Dimensionnement des conduites

Tronçon	Q (m <sup>3</sup> /s)	D (m)	V (m/s)	L (m)	$\lambda$	J	$\Delta HL$ (m)	$\Delta H_s$ (m)	$\Delta HT$ (m)	Hg	Hmt
reservoir tampon 1 - SP2	0,6867	0,8	0,87	11498	0,0142	0,0007	7,956	1,193	9,150	89	98,15
station pompage 1 - réservoir tampon 1	0,7214	0,6	0,91	5043	0,0151	0,0011	5,452	0,817	6,270	48	54,27
SP2 - SP3	0,6782	0,5	0,88	753	0,0157	0,0012	0,940	0,141	1,081	86	87,08
SP3- Réservoir Djbel halouf	0,2937	0,5	1,03	1887	0,0157	0,0017	3,2546	0,488	3,742	183	186,74

Le schéma prévisionnel de l'alimentation de la ville de Guelma en 2040 est illustré par la figure (4.6)

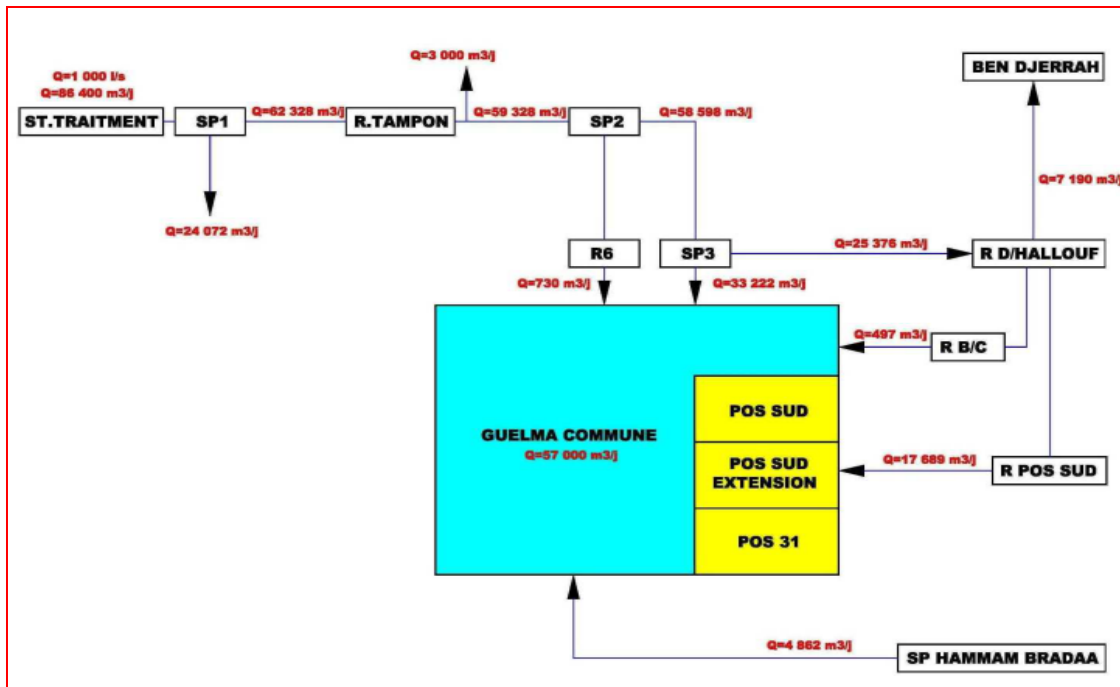


Figure (4.6) : Alimentation en eau potable de la ville de Guelma (2040)

## 4.3 Dimensionnement des pompes

### 4.3.1 Dimensionnement de la SP 1

Le rôle de la SP1 est de refouler un débit de  $0,7214 \text{ m}^3/\text{s}$  vers le réservoir tampon numéro 1. La conduite qui assurent ce transfert est de 1000 mm. Soit 1 mètre de diamètre

En termes de fabrication en série, il n'est pas facile de se procurer une pompe avec les caractéristiques désirées. Pour la station SP1, le choix est porté sur le montage de deux pompes couplées en parallèle avec une pompe secours.

### Les Courbes caractéristiques des pompes

Les courbes caractéristiques de la pompe  $H(Q)$ ,  $P_{\text{abs}}(Q)$ ,  $\eta_p(Q)$  sont généralement déterminées à partir de Logiciel appropriée mais comme il est très difficile de se procurer ses logicielles nous les avons faites manuellement

Tableau (4.14) : calcul de la pompe sp1

<b>Pompe choisie :</b>					
Pompe 100%RPM		Réseau		Pompe x%RPM	

Débit m3/s	Hmt mCE		Débit m3/s	$\Delta P$ mCE		Débit m3/s	Hmt mCE
<b>0</b>	<b>48</b>		0	0,0		0,0	30,8
<b>0.2</b>	<b>48,1602505</b>		0.2	19,5		0.16	31,0
<b>0.3</b>	<b>48,3605637</b>		0.3	43,9		0.24	31,1
<b>0.4</b>	<b>48,6410021</b>		0.4	78,1		0.32	31,4
<b>0.5</b>	<b>49,0015658</b>		0.5	122,0		0.40	31,6
<b>0.6</b>	<b>49,4422547</b>		0.6	175,7		0.48	32,0
<b>0.7</b>	<b>49,9630689</b>		0.7	239,2		0.56	32,4
<b>0.8</b>	<b>50,5640084</b>		0.8	312,4		0.64	32,8
<b>0.9</b>	<b>51,2450731</b>		0.9	395,4		0.72	33,3
<b>1</b>	<b>52,0062631</b>		1	488,2		0.80	33,8
						Mesure débit =	<b>0.253 m3/s</b>
						Mesure DP =	<b>31,2 mCE</b>
						Coef. A =	<b>0,0488</b>
						Freq (Hz) :	<b>40</b>
						% RPM =	<b>80</b>

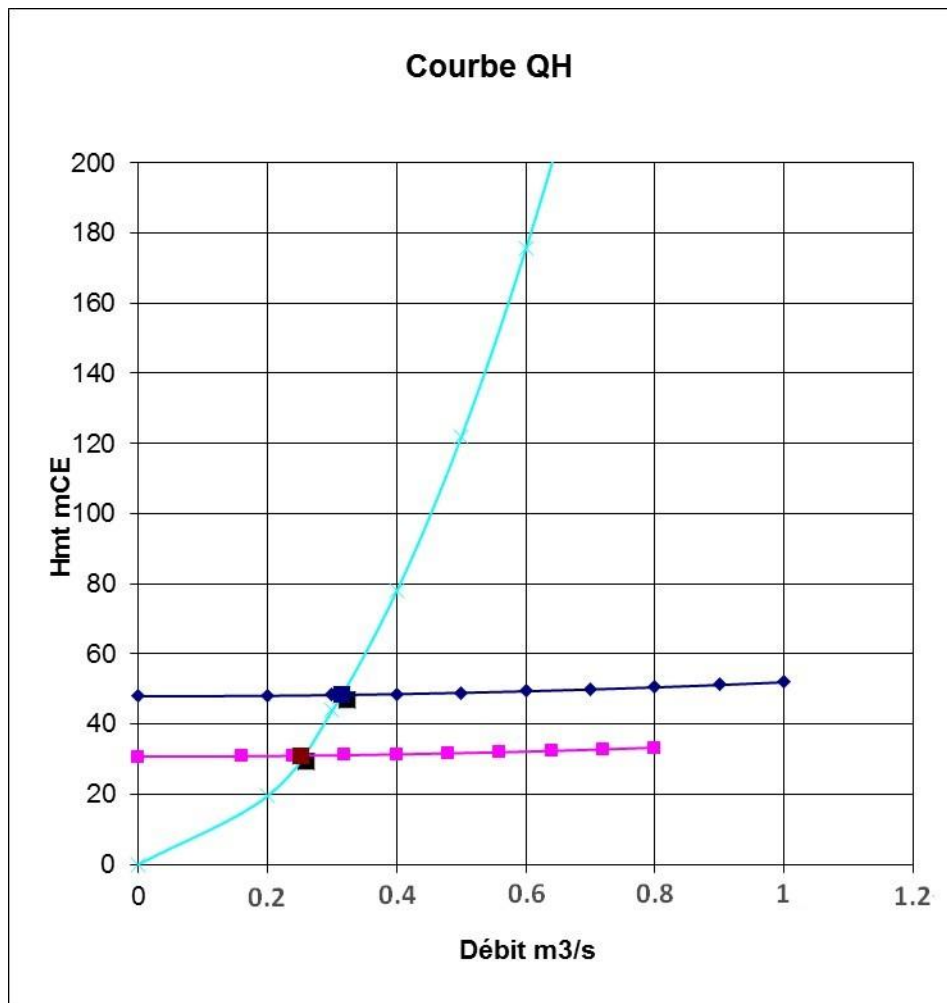


Figure (4.7) recherche du point de fonctionnement de la sp2

#### 4.1.2 Dimensionnement de la SP 2

Le rôle de la SP2 est de refouler un débit de **0,678 m<sup>3</sup>/s** vers la station de pompage numero 3. La conduite qui assurent ce transfert est de 1000 mm. Soit 1 mètre de diamètre

#### Les Courbes caractéristiques de la pompe sp2

Tableau (4.15) : calculs de la pompe sp2

Pompe 100%RPM		Réseau		Pompe x%RPM	
Débit m3/s	Hmt mCE	Débit m3/s	ΔP mCE	Débit m3/s	Hmt mCE
0	86	0	0,0	0,0	55,0
0.2	86,0239279	0.2	19,5	0.16	55,1
0.3	86,0538379	0.3	43,9	0.24	55,1
0.4	86,0957118	0.4	78,1	0.32	55,1
0.5	86,1495497	0.5	122,0	0.40	55,1
0.6	86,2153515	0.6	175,7	0.48	55,2
0.7	86,2931174	0.7	239,2	0.56	55,2
0.8	86,3828472	0.8	312,4	0.64	55,3
0.9	86,484541	0.9	395,4	0.72	55,4
1	86,5981987	1	488,2	0.80	55,4
				Mesure débit =	<b>0.336 m3/s</b>
				Mesure DP =	<b>55,1 mCE</b>
				Coef. A =	<b>0,0488</b>
				Freq (Hz) :	<b>40</b>
				% RPM =	<b>80</b>

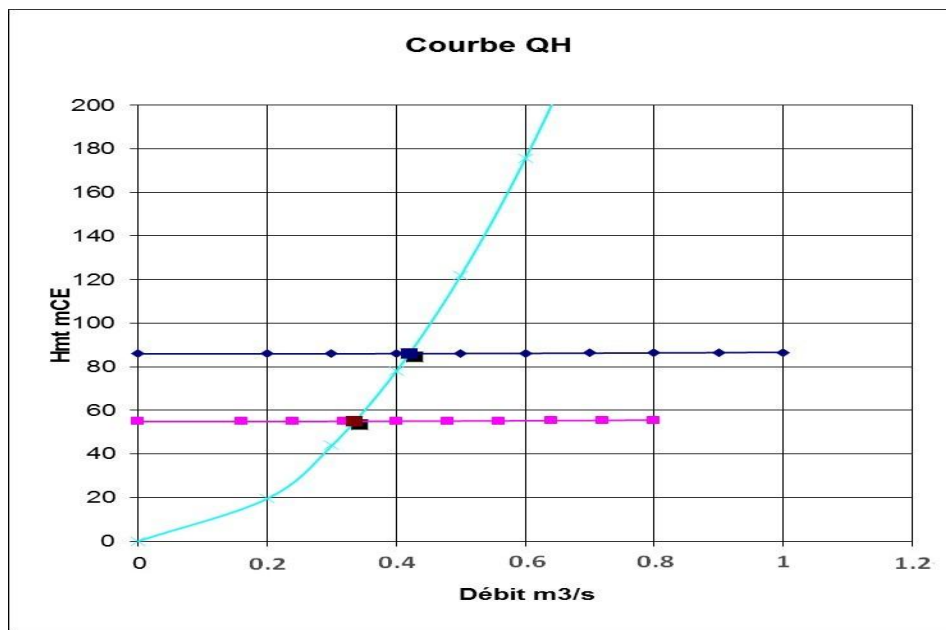


Figure (4.8) recherche du point de fonctionnement de la sp2

### 4.1.3 Dimensionnement de la SP3

Le rôle de la SP3 est de refouler un débit de **0.678** m<sup>3</sup>/s vers le réservoir tampon numéro 1. La conduite qui assure ce transfert est de 800 mm. Soit 1 mètre de diamètre

#### Les Courbes caractéristiques des pompes

Tableau (4.16) : calcul de la pompe sp3

<b>Pompe choisie :</b>						
<b>Pompe 100%RPM</b>		<b>Réseau</b>		<b>Pompe x%RPM</b>		
<b>Débit</b>	<b>Hmt</b>	<b>Débit</b>	<b>ΔP</b>	<b>Débit</b>	<b>Hmt</b>	
<b>m3/s</b>	<b>mCE</b>	<b>m3/s</b>	<b>mCE</b>	<b>m3/s</b>	<b>mCE</b>	
<b>0</b>	<b>183</b>	0	0,0	0,0	117,1	
<b>0.2</b>	<b>183,122585</b>	0.2	19,5	0.16	117,2	
<b>0.3</b>	<b>183,275816</b>	0.3	43,9	0.24	117,3	
<b>0.4</b>	<b>183,490339</b>	0.4	78,1	0.32	117,4	
<b>0.5</b>	<b>183,766154</b>	0.5	122,0	0.40	117,6	
<b>0.6</b>	<b>184,103262</b>	0.6	175,7	0.48	117,8	
<b>0.7</b>	<b>184,501662</b>	0.7	239,2	0.56	118,1	
<b>0.8</b>	<b>184,961355</b>	0.8	312,4	0.64	118,4	
<b>0.9</b>	<b>185,48234</b>	0.9	395,4	0.72	118,7	
<b>1</b>	<b>186,064617</b>	1	488,2	0.80	119,1	
				Mesure débit =	<b>49,1 m3/s</b>	
				Mesure DP =	<b>117,9 mCE</b>	
				Coef. A =	<b>0,0488</b>	
				Freq (Hz) :	<b>40</b>	
				% RPM =	<b>80</b>	

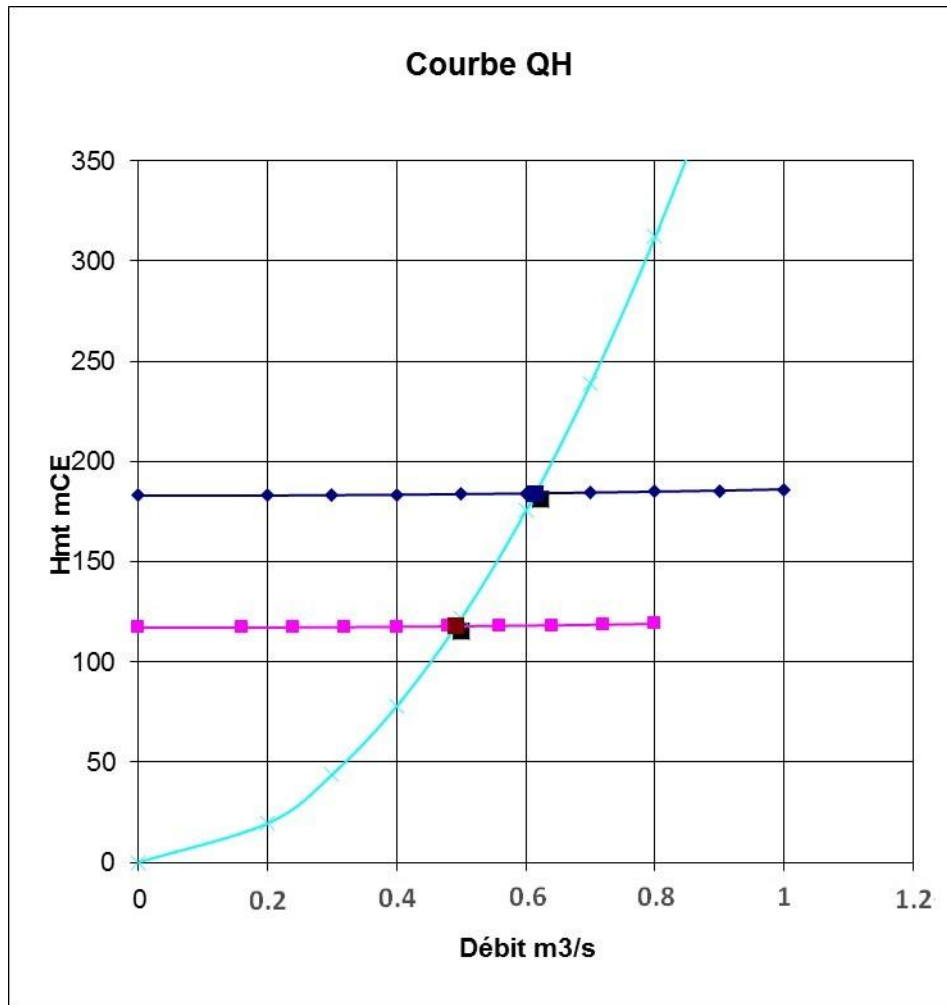


Figure (4.7) recherche du point de fonctionnement de la sp3

### Conclusion

Après un bref historique sur la problématique du transfert de l'eau présenté dans le premier chapitre.

Une recherche bibliographique a été effectuée dans le deuxième chapitre, dans laquelle les types d'adduction les formules d'application, les accessoires du réseau ainsi que les pompes et les stations de pompages ont été exposés.

Dans le troisième chapitre les données de base de la zone d'étude, relatives à la topographie, démographie, ainsi que la situation hydraulique ont été illustrées.

L'objectif visé est d'apporter une contribution à l'amélioration du fonctionnement du système d'adduction existant. L'accent a été mis sur le cheminement partant du barrage jusqu'à la ville de Guelma. A travers un diagnostic de l'état actuel du système d'approvisionnement l'estimation des besoins en eau futures, nous avons pu quantifier le déficit.

Le bilan hydraulique a été réalisé en considérant la production totale et la production future. Les besoins ont été calculés à différentes échéances afin qu'on puisse évaluer le déficit engendré par la progression de la consommation, et par voie de conséquence estimer le volume mobilisable et ainsi atteindre une adéquation entre l'Offre et la Demande. L'examen du Bilan affiche qu'il y a un excès en ressource dans les courts et moyens termes. Un déficit de 330 l/s à l'horizon 2040. Ceci exige un renforcement dans les ressources en eau potable de la ville.

Le calcul hydraulique réalisé a porté sur les deux types d'adduction existants, à savoir gravitaire et refoulement. Le choix des diamètres s'est basé sur deux critères fondamentaux :

- ➔ Critères économiques
- ➔ Critères qualitatifs liés aux vitesses d'écoulement

Après un diagnostic effectué nous avons constaté l'existence d'une ligne d'adduction à voie unique partant de la station de traitement de la ville de Guelma. C'est, par conséquent, la raison pour laquelle que les effets de la coupure d'eau en cas de l'accident de conduite, de contrôle ou de la réparation, sont inévitables. A cause de fréquents accidents qui peuvent survenir au niveau du système d'adduction, l'alimentation en eau n'est donc pas stable, par conséquent l'effort consenti pour la gestion et pour la maintenance est considérable. Pour garantir une alimentation stable au niveau de conduites d'adduction, il est primordial de prévoir d'autres lignes d'adduction. C'est ainsi qu'une stabilité d'alimentation sans coupure pourrait être assurée, et ce même lors des travaux de maintenance ou de réhabilitation.



En se basant sur les résultats, obtenus dans le cadre d'un projet réalisé par un bureau d'études coréen (Corée du sud), pour le compte de la DHW de Guelma, il a été procédé, entre autres, à la vérification du nombre de fuite de chaque tronçon en mesurant le débit de sortie et d'entrée de la conduite d'adduction. Les données issues du diagnostic ont été exploitées pour effectuer le calcul hydraulique et l'élaboration d'un plan de réhabilitation.

Tous les tronçons sur les conduites d'adduction du système de barrage ont fait l'objet de la mesure. Le débit et la pression à la partie d'entrée et partie de sortie sur 2 tronçons ont été mesurés, par la suite les données issues de la mesure des deux débitmètres (insertion et volumétrique existant) ont été comparées pour vérifier l'exactitude du débitmètre volumétrique

En se basant sur l'étude comparative des débits et des pressions de l'entrée et de la sortie des conduites d'adduction et a un couplage avec modèle hydraulique, le coefficient de rugosité est obtenu. Le calcul hydraulique est appliqué à un tronçon de chaque système, à l'exception des tronçons sur lesquels il y a le picage. Il a été observé une grande variation du débit et de la pression, et ce malgré l'utilisation des valeurs moyennes du débit moyen et de la pression. En outre, il a été constaté qu'une petite variation de l'altitude au niveau de point de mesure ainsi que les petites erreurs de la mesure ont une influence sur le calcul.

## **Bibliographie :**

**Bonnin, J, (1986) :** Hydraulique urbaine appliquée en agglomération de petite et moyenne Importance Editions Eyrolles .

**Carlier (1986) :** Hydraulique générale et appliquée Editions Eyrolles paris.

**Colebrook, C.F. (1938).** Turbulent flow in pipes with particular reference to the transition region between smooth and rough pipe laws. J. Inst. Civ. Engrs. London 11, 133–156.

**Cyril G, et al., (1985) : Guide de l'alimentation en eau dans Les agglomérations urbaines et rurales Tome I, Paris.**

**Dupont.A, (1980) : Exercices et projet Editions Eyrolles.**

**Jacques Bonvin (2005), Cours d'hydraulique urbaine, EIVD de suisse, version 2005, p.49-62.**

**Moody, L.F. (1944). Friction factors for pipe flow. Trans. ASME 66, 671–678.**

**ONEP (2005), Modélisation et simulation d'un réseau de distribution d'eau potable, 2005.**

**Sogreah, (2010), détermination des couts des opérations de transfert d'eau, étude technico-économique, mémoire restititif.**

**Swamee, P.K. (1993). Design of a submarine oil pipeline. J. Transp. Eng. 119(1), 159–170.**