الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR HYDRAULICS

"The MujahidAbdellah ARBAOUI"

المدرسة الوطنية العليا للري

"المجاهد عبد الله عرباوي"

ⵓⵢⵙⵔⵔⴰⵙ ⵓⵢⵙⵏⵍⵓ ⵉⵎⵉⵙⵙⵉⵡⵏ ⵏ ⵜⵎⵙⵓⵍⵉⵜ

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME :

ETUDE DE SYSTEME D'APPROVISIONNEMENT D'EAU POTABLE DE LA COMMUNE DE BOUGOUS A PARTIR DU BARRAGE BOUGOUS (W. EL TARF)

Présentée par :
AZZOUZ Hadjer

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
DJOUDAR/HALLAL Dahbia	M.C.A	Président
TOUAHIR Sabah	M.A.A	Examinateur
BOUNNAH Younes	M.A.A	Examinateur
DERNOUNI Youcef	M.A.A	Examinateur
MOKRANE Wahiba	M.C.B	Promoteur

Session Septembre 2025

Remerciement

Avant tout, nous exprimons notre profonde gratitude envers Dieu Tout-Puissant, qui, par Sa grâce et Sa volonté, nous a accordé la force et l'endurance nécessaires pour mener ce travail à terme.

Je tiens à exprimer mes plus sincères reconnaissances aux :

- ✓ Membres de jurés, **Mme DJOUDAR/HALLAL.D**, **Mme TOUAHIR.S**, **Mr BOUNNAH.Y** et **Mr DERNOUNI.Y** qui nous ont fait l'immense honneur de juger ce travail.

- ✓ Ma promotrice **Mme MOKRANE.W** : qui dès le 1er jour, il a été accueillant, toujours prêt à m'aider et m'a beaucoup apporté tout au long de mes études.

- ✓ **Mr. KHEDIMALLAH.A et Mr SALAH.B** : qui ont fait preuve de gentillesse et de bonne volonté de m'aider dans ce travail.

- ✓ **Mr. BOUZATTA.D**, responsable du service d'alimentation l'eau potable à la direction des ressources en eau d'El Tarf, m'a accompagné de près et de loin grâce à son gentillesse accueillante, sa disponibilité constante et sa collaboration généreuse.

- ✓ **Mme. TLILI. A,** ingénieur en hydraulique qui m'a donné une précieuse assistance durant mon travail.

- ✓ **Mr.TRIAA El Taher** Chef du service technique de l'APC, pour son soutien, sa disponibilité et ses précieux conseils qui ont grandement contribué à la réussite de ce travail.

- ✓ Je souhaite exprimer ma sincère gratitude à tous les membres du personnel de la **Direction des Ressources en Eau (DRE)**, dont je cite **Mr. Hichem et M. SELMI.K**, ainsi que **Mme Imène et M. DRIS.B** de **l'Algérienne des Eaux (ADE)**, sont également concernés. Leur disponibilité, leurs orientations et leur précieuse collaboration m'ont été d'une grande aide tout au long de ce travail. Grâce à leur soutien et à leurs précieuses informations, la réalisation de ce mémoire a été possible dans les meilleures conditions.

- ✓ L'ensembles des **professeurs de l'ENSH** pour leurs efforts tout au long de notre formation.



Dédicace

À ma merveilleuse et si douce mère, **Mounia**, qui m'a donné, me donne et me donnera toujours tout ce dont j'ai besoin. Tu as toujours été là pour me réconforter quand c'était nécessaire. Accepte ce travail comme expression de ma sincère gratitude et de mon profond respect.

À mon très cher papa **El Hadi**, dont j'apprécie profondément l'aide et le soutien, j'espère que ce travail te donnera satisfaction et fierté à l'égard de ta fille aînée que tu as élevée avec persévérance et soif d'apprendre. Je consacre ce travail à mon père, qui n'est que le commencement d'une longue carrière, inchallah.

À mon frère **Aymen** et à son épouse **Hadjer**, votre soutien discret mais précieux m'a donné la force d'avancer et de persévérer. Je souhaite que ce travail soit un modeste reflet de l'affection et de la reconnaissance que je vous porte.

Je souhaite manifester ma reconnaissance à mes deux sœurs, **Amina et Meriem** et mes neveux **Yanis, Moued et Djoud** pour leurs soutiens, leurs compréhensions et leurs encouragements. Que Dieu nous maintienne toujours unies.

À mon cher beau-frère **Sofiane** Je te suis infiniment reconnaissant. Tu es là, constamment avec moi... Un petit geste pour toi, mais tellement pour moi. Merci est un mot si simple... Ce que je souhaite communiquer dépasse cela. Je suis à la fois émue et reconnaissante pour l'assistance, en somme pour tout... Je ne saurais jamais comment te remercier suffisamment.

Je consacre modestement ce travail à toi. Mon cher **Walid**, mon partenaire et compagnon, qui a toujours su retrouver le sourire que je perds parfois, tu es le seul qui vaut véritablement mon respect et ma confiance. Merci pour ta compréhension, ton aide et ton soutien. Je te consacre ce travail.

À mes chères cousines **SOUMIA, AYA, CHAIMA** et **FATIMA** et ma chère tante **AMRIA** pour leur soutien, leur encouragement et leur présence réconfortante tout au long de ce parcours

À mes regrettées grand-mère **Sassia et Fatma**, qui m'ont inculqué l'esprit de défi et de résilience. Puisse-t-elle reposer en paix.

Pour ma famille nombreuse qui a toujours été curieuse de mon travail, malgré une grande confusion sur son « but ultime », engendrant ainsi de nombreux éclats de rire qui m'aidaient à garder du recul, notamment mes oncles bien-aimé **Charaf Edin et Ali** que j'admirent profondément et remercient pour leurs appui véritable et généreux.

À mes précieuses amies **Roufaida**, **Rahmouna**, **Souhel**, **Meriem** et **Lynda**, pour leur soutien et leur assistance durant les périodes difficiles.



ملخص:
تواجه منطقة بوغوس ومشتاتها، التابعة لولاية الطارف، نقصًا مستديما في مياه الشرب. تتطلب هذه الظروف وضع نظام تزويد بالمياه من سد بوغوس.
يعتمد المشروع على تطبيق نظام إمداد مختلط بالمياه. وقد تم تحديد أحجام الأنابيب والخزانات بناءً على توقعات الاستهلاك لمختلف المناطق المعنية. أما بالنسبة لعنصر إمداد المياه، فقد حدد التحليل الفني والاقتصادي المسارات المثلى واختيار المضخات الأنسب لظروف التشغيل.
وُضع وصف مفصل لمأخذ المياه العائم، تلته دراسة للنظام الانتقالي الذي يهدف إلى حماية الأجزاء المعرضة للخطر من الشبكة. وأخيرًا، تم وضع تقدير مالي شامل للمشروع لتقييم تكلفته المتوقعة وضمان جدواه.
الكلمات المفتاحية: التزويد، خط الأنابيب، الخزان، مدخل المياه، سد بوغوس.

Résumé :
La région de Bougous ainsi que ses mechtas, intégrées à la wilaya d'El Tarf, sont confrontées à un déficit chronique en eau potable. Cette situation nécessite la mise en place d'un système d'adduction à partir du barrage de Bougous.
Le projet repose sur la mise en œuvre d'une adduction mixte. Le dimensionnement des conduites et des réservoirs a été effectué sur la base des prévisions de consommation des différentes localités concernées. Pour la partie adduction, une analyse technico-économique a permis de déterminer les tracés optimaux ainsi que le choix des pompes les mieux adaptées aux conditions d'exploitation.
Une description détaillée de la prise d'eau flottante a été réalisée, suivie d'une étude du régime transitoire visant à protéger les tronçons vulnérables du réseau. Enfin, une estimation financière globale du projet a été élaborée afin d'évaluer son coût prévisionnel et d'en assurer la faisabilité.
Mots clés : Adduction, conduite, réservoir, prise d'eau, barrage de Bougous.

Abstract :
The Bougous region and its mechtas, part of the wilaya of El Tarf, face a chronic shortage of drinking water. This situation requires the installation of a water supply system from the Bougous dam. The project is based on a mixed water supply system. The sizing of the pipes and reservoirs was carried out based on consumption forecasts for the various localities concerned. For the water supply component, a technical and economic analysis determined the optimal routes and the choice of pumps best suited to the operating conditions. A detailed description of the floating water intake was carried out, followed by a transient regime study aimed at protecting vulnerable sections of the network. Finally, an overall financial estimate of the project was developed to assess its projected cost and ensure its feasibility.

Keywords: Adduction, pipeline, reservoir, water intake, Bougous dam.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE		**1**
	Chapitre I : Etude de reconnaissance	
	Introduction	**2**
I.1	Description générale de la zone d'étude	**2**
I.2	Situation géographique	**2**
I.3	Coordonnées géographique	**2**
I.4	Situation topographique et relief	**2**
I.5	Situation géologique et hydrogéologique	**3**
I.6	Formations géologiques	**3**
I.6.1	Stratigraphie	**4**
I.6.1.1	Secondaire	**4**
I.6.1.2	Tertiaire	**4**
I.7	Situation climatologique	**5**
I.8	Stations de mesures	**5**
I.8.1	Précipitations moyennes mensuelles	**5**
I.8.2	Facteurs climatiques	**5**
I.8.2.1	Précipitation	**5**
I.8.2.2	Température	**6**
I.8.2.3	Vitesse du vent	**7**
I.9	Hydrologie	**7**
I.9.1	Réseau hydrographique	**8**
I.10	Sismicité	**9**
I.11	Démographie	**9**
I.12	Situation hydraulique actuelle	**10**
I.12.1	Présentation du barrage Bougous	**11**
I.12.1.1	Principaux éléments constitutifs du barrage	**11**
I.12.1.2	Caractéristiques dimensionnelles de la digue	**11**
I.12.2	Qualité de l'eau brute	**12**
I.12.3	Qualité de l'eau traité	**12**
	Conclusion	**13**
	Chapitre II : Estimation des besoins en eau	
	Introduction	**14**
II.1	Estimation du nombre d'habitants	**14**
II.2	Evaluation des besoin domestiques	**14**
II.3	Estimation de la consommation moyenne journalière	**15**
II.3.1	Consommation moyenne journalière	**15**
II.3.2	Besoins domestiques	**15**
II.3.3	Besoins d'équipements	**17**
II.3.4	Synthèse de la consommation en eau moyenne journalière totale	**17**
II.4	Évaluation des variations des débits	**18**
II.4.1	Évaluation des variations journalières des débits	**18**
II.4.1.1	Consommation journalière maximale	**18**
II.4.1.2	Consommation journalière minimale	**19**
II.4.2	Évaluation des variations horaires des débits	**19**
II.4.2.1	Consommation moyenne horaire	**19**
II.4.2.2	Consommation maximale horaire	**20**
II.4.2.3	Consommation minimale horaire	**21**

II.4.2.4	Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant	**23**
II.5	Bilan ressources disponibles/demande en eau potable	**29**
	Conclusion	**30**
	Chapitre III : Etude de stockage	
	Introduction	**32**
III.1	Destination des réservoirs	**32**
III.2	Classification des réservoirs	**32**
III.3	Equipements du réservoir	**32**
III.4	Emplacements et altitudes des réservoirs	**33**
III.5	Capacité des réservoirs d'approvisionnement	**33**
III.5.1	Cas d'une adduction par refoulement	**33**
III.5.1.1	Méthode analytique	**33**
III.5.2	Cas d'une adduction gravitaire	**35**
III.6	Dimensionnement des réservoirs du système d'adduction	**36**
III.6.1	Volume de la bâche d'aspiration	**36**
III.6.2	Dimensionnement du réservoir tampon	**37**
III.6.3	Dimensionnement du réservoir d'eau à traiter	**37**
III.6.4	La forme et les dimensions des réservoirs	**38**
	Conclusion	**39**
	Chapitre IV : Etude de l'adduction	
	Introduction	**40**
IV.1	Type d'adduction	**40**
IV.1.1	Adduction gravitaire	**40**
IV.1.2	Adduction par refoulement	**40**
IV.1.3	Adduction mixte	**41**
IV.2	Types d'écoulement dans les conduites d'adduction	**41**
IV.2.1	Ecoulement à surface libre	**41**
IV.2.2	Ecoulement en charge (sous pression)	**41**
IV.3	Choix de tracé	**41**
IV.4	Choix de matériaux de canalisation	**41**
IV.4.1	Conduites en PEHD	**41**
IV.4.2	Conduites en fonte ductile	**42**
IV.5	Choix du tracé de l'adduction	**42**
IV.6	Calcul hydraulique	**43**
IV.6.1	Cas des conduites par refoulement	**43**
IV.6.1.1	Calcul du diamètre économique	**43**
IV.6.1.2	Calcul de la hauteur manométrique globale	**44**
IV.6.1.3	La puissance absorbée par la pompe	**44**
IV.6.1.4	Energie consommée par le pompage	**44**
IV.6.1.5	Frais d'amortissements	**44**
IV.6.1.6	Frais d'exploitation	**45**
IV.6.2	Cas de conduite gravitaire	**45**
IV.7	Dimensionnement de l'adduction	**46**
IV.7.1	Adduction par refoulement	**46**
IV.7.1.1	Conduite 01 (Station de pompage 01 – Point de piquage 01)	**46**
IV.7.1.2	Conduite 02 (Station de pompage 02 – Station de pompage 03)	**48**
IV.7.1.3	Conduite 03 (Station de pompage 03 – Point de piquage 02)	**50**
IV.7.1.4	Conduite 04 (Station de pompage 04 – Réservoir tampon)	**52**
IV.7.2	Adduction gravitaire	**56**
IV.7.2.1	Calcul des longueurs des différents tronçons	**56**

IV.7.2.2	Calcul des diamètres avantageux	**57**
IV.8	Simulation de l'adduction par EPANET	**61**
	Conclusion	**62**
	Chapitre V : Prise d'eau	
	Introduction	**63**
V.1	Choix de l'emplacement	**63**
V.2	Type de prise d'eau	**63**
V.2.1	Définition et fonctionnement	**63**
V.2.2	Justification du choix	**64**
V.2.3	Description	**64**
V.2.4	Dimensions de la barge	**65**
V.2.5	Vérification de la flottabilité de la barge	**66**
V.2.6	Description des éléments composants la barge flottante	**67**
	Conclusion	**70**
	Chapitre VI : Stations de pompages	
	Introduction	**71**
VI.1	Définition	**71**
VI.2	Types de pompe	**71**
VI.3	Emplacement de station de pompage	**71**
VI.4	Choix du type de pompes	**71**
VI.5	Choix du nombre de pompes	**72**
VI.6	Couplage des pompes	**72**
VI.7	Etude de cavitation	**72**
VI.7.1	Calage de la pompe	**72**
VI.8	Point de fonctionnement des pompes	**73**
VI.8.1	Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement imposées	**74**
VI.9	Etude de pompage	**75**
VI.9.1	Station de pompage 01	**75**
VI.9.1.1	Choix de la pompe	**76**
VI.9.1.2	Courbe caractéristique de la pompe	**76**
VI.9.1.3	Description de la pompe	**77**
VI.9.1.4	Etude de cavitation de SP 01	**77**
VI.9.1.5	Point de fonctionnement de la pompe	**78**
VI.9.2	Station de pompage 02	**81**
VI.9.2.1	Choix de la pompe	**81**
VI.9.2.2	Courbe caractéristique de la pompe	**81**
VI.9.2.3	Description de la pompe	**82**
VI.9.2.4	Etude de cavitation de SP 02	**83**
VI.9.2.5	Point de fonctionnement de la pompe	**84**
VI.9.3	Station de pompage 03	**86**
VI.9.3.1	Choix de la pompe	**86**
VI.9.3.2	Courbe caractéristique de la pompe	**87**
VI.9.3.3	Description de la pompe	**87**
VI.9.3.4	Etude de cavitation de SP 03	**88**
VI.9.3.5	Point de fonctionnement de la pompe	**89**
VI.9.4	Station de pompage 04	**91**
VI.9.4.1	Choix de la pompe	**92**
VI.9.4.2	Courbe caractéristique de la pompe	**92**
VI.9.4.3	Description de la pompe	**92**
VI.9.4.4	Etude de cavitation de SP 04	**93**

VI.9.4.5	Point de fonctionnement de la pompe	**94**
VI.9.5	Choix de la solution d'adaptation des pompes	**97**
VI.10	Dimensionnement du bâtiment	**97**
VI.10.1	Station de pompage 01	**97**
VI.10.2	Station de pompage 02	**98**
VI.10.3	Station de pompage 03	**99**
VI.10.4	Station de pompage 04	**100**
	Conclusion	**102**
	Chapitre VII : Protection et pose de canalisation	
	Introduction	**103**
VII.1	Pose de canalisation	**103**
VII.1.1	Type de pose de canalisation	**103**
VII.1.1.1	Pose ordinaire	**103**
VII.1.1.2	Pose en terrain peut consistant	**103**
VII.1.1.3	Pose sans ouverture de tranchée	**104**
VII.1.1.4	Pose en pente	**104**
VII.1.2	Stabilisation de la conduite	**105**
VII.1.3	Accessoires et pièces spéciale	**105**
VII.1.3.1	Accessoires	**105**
VII.1.3.2	Pièces spéciales	**107**
VII.1.4	Les organes de mesures	**109**
VII.2	Protection des canalisations	**109**
VII.2.1	Protection des conduites contre le coup de bélier	**109**
VII.2.1.1	Définition	**109**
VII.2.1.2	Causes du coup de bélier	**109**
VII.2.1.3	Risques dus aux coups de bélier	**110**
VII.2.1.4	Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier	**110**
VII.2.1.5	Les réservoirs d'air	**111**
	Conclusion	**118**
	Chapitre VIII : Management de projet	
	Introduction	**119**
VIII.1	Définition de l'organisation des travaux	**119**
VIII.2	Calcul des volumes de travaux	**119**
VIII.2.1	Travaux de l'adduction	**119**
VIII.2.1.1	Implantation du tracé des tranchées	**119**
VIII.2.2	Nivellement de la plate-forme de pose	**119**
VIII.2.3	Excavation des tranchées	**119**
VIII.3	Calcul des volumes de la station de pompage	**121**
VIII.3.1	Dimension des stations de pompages	**121**
VIII.3.2	Les volumes et les matériaux à évaluer	**122**
VIII.3.2.1	Décapage de terre végétale	**122**
VIII.3.2.2	Volume de déblai de fouille	**122**
VIII.3.2.3	Volume de béton de propreté dosé à 150 Kg/m3 sous semelles	**122**
VIII.3.2.4	Volume béton armé dosé à 350 kg/m3 pour semelles	**123**
VIII.3.2.5	Volume de béton armé dosé à 350 kg/m3 pour demi-poteaux	**123**
VIII.3.2.6	Volume de remblai des fouilles	**123**
VIII.3.2.7	Volume de béton de propreté dosé à 150 kg/m3 sous longrines	**123**
VIII.3.2.8	Volume de béton armé dosé à 350 kg/m3 pour longrines (inferieur & supérieur)	**123**
VIII.3.2.9	Volume de remblai des casiers	**123**

VIII.3.2.10 Volume Béton armé de la Chape (plat forme) **124**
VIII.3.2.11 Volume béton armé dosé à 350 kg/m3 pour poteaux **124**
VIII.3.2.12 Nombre des briques **124**
VIII.3.2.13 Nombre des pièces d'hourdis **124**
VIII.3.2.14 Volume de béton arme dosé à 350 kg/m3 pour la dalle **124**
VIII.3.2.15 Volume de béton arme dosé à 350 kg/m3 pour les poutrelles **124**
VIII.4 Calcul des volumes des travaux des réservoirs **126**
VIII.4.1 Calcul du volume des déblais **127**
VIII.4.2 Calcul du volume du tout-venant **128**
VIII.4.3 Calcul du volume de béton de propreté **128**
VIII.4.4 Calcul du volume du béton armé **129**
VIII.4.5 Calcul du volume du remblai compacté **132**
VIII.4.6 Calcul du volume de la maçonnerie **132**
VIII.5 Calcul des coûts des travaux **133**
VIII.6 Organisation des travaux d'adduction **134**
VIII.6.1 Identification des tâches et de leurs délais **134**
VIII.6.1.1 Adduction **134**
VIII.6.1.2 Station de pompage **136**
VIII.6.1.3 Réservoirs **137**
VIII.6.2 Planification par la méthode du réseau à chemin critique (CPM) **137**
VIII.6.2.1 Adduction **137**
VIII.6.2.2 Station de pompage **138**
VIII.6.2.3 Réservoirs **138**
VIII.7 Les engins **140**
Conclusion **140**
CONCLUSION GENERALE **141**

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Etude de reconnaissance		
Tableau I.1	Caractéristiques géographiques des stations météorologiques de la région	**5**
Tableau I.2	Précipitations moyennes mensuelles en (mm) à la station d'El-Tarf (1997_2018)	**6**
Tableau I.3	Variation des moyennes mensuelles de la vitesse maximale instantanée du vent à la station de Annaba les salines	**7**
Tableau I.4	Population de la commune à l'année de recensement 2008.	**9**
Tableau I.5	Population de la zone éparse à l'année de recensement 2008.	**10**
Tableau I.6	Ressource hydraulique de la commune de Bougous.	**10**
Tableau I.7	Ouvrage de stockage de la commune de Bougous.	**10**
Tableau I.8	Qualité de l'eau brute du barrage.	**12**
Tableau I.9	Qualité de l'eau traité du barrage.	**12**
Chapitre II : Estimation des besoins en eau		
Tableau II.1	Evolution de la population à différents horizons pour la commune de Bougous	**14**
Tableau II.2	typologie agglomérations / strates de population.	**15**
Tableau II.3	Tableau récapitulatif des besoins domestiques de la commune de Bougous à l'horizon future.	**16**
Tableau II.4	Récapitulation de la consommation moyenne journalière totale domestique.	**16**
Tableau II.5	Tableau récapitulatif de la consommation moyenne journalière des équipements.	**17**
Tableau II.6	Consommation en eau moyenne journalière global sur site Bougous.	**18**
Tableau II.7	Besoin maximum journalier pour la zone d'étude.	**18**
Tableau II.8	Besoin minimum journalier pour chaque zone du site.	**19**
Tableau II.9	Besoins moyens horaires du pôle urbain.	**20**
Tableau II.10	Quelque valeurs du coefficient Φ max qui dépend de la population.	**21**
Tableau II.11	Les valeurs de Φ_{max}, Ω_{max} et $K_{max\ h}$ correspondants à la population du chaque zone.	**21**
Tableau II.12	Besoins maximaux horaires de la commune Bougous.	**21**
Tableau II.13	Quelque valeurs du coefficient Φ min qui dépend de la population.	**22**
Tableau II.14	Les valeurs de $\Phi_{min,}$ Ω_{min} et $K_{min\ h}$ correspondants à la population du chaque zone.	**22**
Tableau II.15	Besoins minimaux horaires de la commune Bougous.	**22**
Tableau II.16	Variation de la consommation horaire pour la zone ACL du site urbain.	**23**
Tableau II.17	Variation de la consommation horaire pour la zone AS du site urbain.	**24**
Tableau II.18	Variation de la consommation horaire pour la zone éparse du site urbain.	**27**
Tableau II.19	Déficits à combler à l'horizon 2055.	**29**
Tableau II.20	Synthèse des besoins en eau estimés.	**31**

Chapitre III : Etude de stockage		
Tableau III.1	Evaluation du volume utile du réservoir pour le réservoir de MJOUDA (zone éparse).	**34**
Tableau III.2	Capacités de stockage de la commune de MJOUDA.	**35**
Tableau III.3	Evaluation du volume utile du réservoir pour le réservoir d'EL MROUDJ (zone éparse).	**35**
Tableau III.4	Capacités de stockage de la commune d'EL MROUDJ.	**35**
Tableau III.5	Volume des réservoirs terminaux alimentés gravitairement.	**36**
Tableau III.6	Résultats de dimensionnement des bâches d'aspiration.	**37**
Tableau III.7	Calcul du volume du réservoir tampon.	**37**
Tableau III.8	Dimensions des réservoirs	**38**
Chapitre IV : Etude de l'adduction		
Tableau IV.1	Comparaison entre les variantes proposées	**43**
Tableau IV.2	Coefficient K', m et β pour différents types du tuyau.	**45**
Tableau IV.3	Calcul de la HMT pour le tronçon SP1- Pp1.	**47**
Tableau IV.4	Calcul des frais d'exploitation ; tronçon SP1 – Pp1.	**47**
Tableau IV.5	Calcul des frais d'investissement ; tronçon SP1 – SP2.	**47**
Tableau IV.6	Bilan des frais d'exploitation et d'investissement.	**48**
Tableau IV.7	Calcul de la HMT pour le tronçon SP2- SP3.	**49**
Tableau IV.8	Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP2 – SP3.	**49**
Tableau IV.9	Calcul des frais d'investissement du tronçon SP2 – SP3.	**49**
Tableau IV.10	Bilan des frais d'exploitation et d'investissement du tronçon SP2 – SP3.	**50**
Tableau IV.11	Calcul de la HMT pour le tronçon SP3 – Pp2.	**51**
Tableau IV.12	Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP3 – Pp2.	**51**
Tableau IV.13	Calcul des frais d'investissement du tronçon SP3 – Pp2.	**51**
Tableau IV.14	Bilan des frais d'exploitation et d'investissement du tronçon SP3 – Pp2.	**52**
Tableau IV.15	Calcul de la HMT pour le tronçon SP4- Réservoir tampon.	**53**
Tableau IV.16	Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP4 – Réservoir tampon.	**53**
Tableau IV.17	Calcul des frais d'investissement du tronçon SP4 – Réservoir tampon.	**53**
Tableau IV.18	Bilan des frais d'exploitation et d'investissement du tronçon SP4 – Réservoir tampon.	**54**
Tableau IV.19	Les valeurs de M, α, β, m en facteur de matériau.	**55**
Tableau IV.20	Caractéristiques du tronçon point de piquage 1 (PP1) – Bâche d'aspiration (SP2).	**55**
Tableau IV.21	Pression à l'entrée de la bâche d'aspiration (SP2).	**56**
Tableau IV.22	Caractéristiques du tronçon point de piquage 3 (PP3) – Bâche d'aspiration (SP4).	**56**
Tableau IV.23	Pression à l'entrée de la bâche d'aspiration (SP2).	**56**
Tableau IV.24	Les longueurs des différents tronçons de l'adduction gravitaire.	**56**
Tableau IV.25	Diamètres avantageux de la conduite gravitaire tronçon Réservoir tampon - (RT) - Réservoir projeté EDRADER.	**57**
Tableau IV.26	Détermination des côtes piézométriques et des pressions.	**58**
Chapitre V : Prise d'eau		
Tableau V.1	Eléments constitutifs de la barge.	**65**

Tableau V.2	Dimensionnement de la barge.	**65**
Chapitre VI : Stations de pompages		
Tableau VI.1	Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température.	**72**
Tableau VI.2	Caractéristiques de la première station de pompage SP1	**75**
Tableau VI.3	Caractéristiques des pompes pour SP1.	**76**
Tableau VI.4	Les caractéristiques techniques de la pompe du SP1.	**77**
Tableau VI.5	Dimensions de la pompe PM100/3C.	**77**
Tableau VI.6	Les courbes caractéristiques de la conduite de refoulement du SP1.	**78**
Tableau VI.7	la courbe caractéristique de proportionnalité de la conduite de refoulement de SP01.	**80**
Tableau VI.8	Caractéristiques de la première station de pompage SP2.	**81**
Tableau VI.9	Caractéristiques des pompes pour SP2.	**81**
Tableau VI.10	Les caractéristiques techniques de la pompe du SP2.	**82**
Tableau VI.11	Dimensions de la pompe PM100/2A.	**83**
Tableau VI.12	Les courbes caractéristiques de la conduite de refoulement du SP2.	**84**
Tableau VI.13	Droite de rognage.	**85**
Tableau VI.14	La courbe caractéristique de proportionnalité de la conduite de refoulement de SP02.	**85**
Tableau VI.15	Caractéristiques de la première station de pompage SP3.	**86**
Tableau VI.16	Caractéristiques des pompes pour SP3.	**86**
Tableau VI.17	Les caractéristiques techniques de la pompe du SP3.	**87**
Tableau VI.18	Dimensions de la pompe PM100/5D.	**88**
Tableau VI.19	Les courbes caractéristiques de la conduite de refoulement du SP3.	**89**
Tableau VI.20	La courbe caractéristique de proportionnalité de la conduite de refoulement de SP03.	**90**
Tableau VI.21	La courbe caractéristique de proportionnalité de la conduite de refoulement de SP03.	**91**
Tableau VI.22	Caractéristiques de la première station de pompage SP4	**92**
Tableau VI.23	Caractéristiques des pompes pour SP4.	**92**
Tableau VI.24	Les caractéristiques techniques de la pompe du SP4.	**93**
Tableau VI.25	Dimensions de la pompe HMU50-1/5D.	**93**
Tableau VI.26	Les courbes caractéristiques de la conduite de refoulement du SP4.	**94**
Tableau VI.27	La courbe caractéristique de rognage SP04.	**95**
Tableau VI.28	La courbe caractéristique de proportionnalité de la conduite de refoulement de SP04.	**96**
Tableau VI.29	Choix de la solution d'adaptation des pompes.	**97**
Chapitre VII : Protection et pose de canalisation		
Tableau VII.1	Les caractéristiques de la conduite de refoulement 01.	**113**
Tableau VII.2	Calcul de célérité d'onde de la conduite de refoulement 01.	**113**
Tableau VII.3	Calcul de volume du réservoir d'air de l'adduction de refoulement 01.	**114**
Tableau VII.4	Les caractéristiques de la conduite de refoulement 02.	**114**
Tableau VII.5	Calcul de célérité d'onde de la conduite de refoulement 02.	**114**
Tableau VII.6	Calcul de volume du réservoir d'air de l'adduction de refoulement 02.	**114**

Tableau VII.7	Les caractéristiques de la conduite de refoulement 03.	**114**
Tableau VII.8	Calcul de célérité d'onde de la conduite de refoulement 03.	**114**
Tableau VII.9	Calcul de volume du réservoir d'air de l'adduction de refoulement 03.	**114**
Tableau VII.10	Les caractéristiques de la conduite de refoulement 04.	**115**
Tableau VII.11	Calcul de célérité d'onde de la conduite de refoulement 04.	**115**
Tableau VII.12	Calcul de volume du réservoir d'air de l'adduction de refoulement 04.	**115**
Tableau VII.13	Les caractéristiques de la conduite de refoulement 05.	**115**
Tableau VII.14	Calcul de célérité d'onde de la conduite de refoulement 05.	**115**
Tableau VII.15	Calcul de volume du réservoir d'air de l'adduction de refoulement 05.	**115**
Tableau VII.16	Dimensionnement du réservoir d'air des conduites gravitaires.	**116**
Tableau VII.17	Dimension du ballon du conduite 01.	**117**
Tableau VII.18	Dimension du ballon anti bélier vertical type care.	**118**
Chapitre VIII : Management de projet		
Tableau VIII.1	Évaluation des divers volumes des travaux d'adduction.	**121**
Tableau VIII.2	Dimension des stations de pompages.	**122**
Tableau VIII.3	les volumes des divers travaux du SP1.	**125**
Tableau VIII.4	les volumes des divers travaux du SP2.	**125**
Tableau VIII.5	les volumes des divers travaux du SP3.	**125**
Tableau VIII.6	les volumes des divers travaux du SP4.	**126**
Tableau VIII.7	Calcul des volumes des déblais pour les réservoirs et les chambres de manœuvres.	**127**
Tableau VIII.8	Calcul des volumes du tout-venant.	**128**
Tableau VIII.9	Calcul des volumes du béton de propreté.	**129**
Tableau VIII.10	Calcul du volume du béton armé.	**129**
Tableau VIII.11	Calcul du volume du béton armé pour les coupoles.	**131**
Tableau VIII.12	Calcul du volume du béton armé de la chambre de manœuvre.	**131**
Tableau VIII.13	Calcul du volume du remblai compacté.	**132**
Tableau VII.14	Résumé du coût des travaux d'adduction.	**133**
Tableau VIII.15	Coût des travaux pour les deux stations de pompage.	**133**
Tableau VIII.16	Coût des travaux des réservoirs.	**134**
Tableau VIII.17	Coût global.	**134**
Tableau VIII.18	Temps nécessaire pour effectuer les opérations d'adduction.	**134**
Tableau VIII.19	Temps de réalisation des opérations de la station de pompage.	**136**
Tableau VIII.20	Temps de réalisation des opérations du réservoir.	**137**
Tableau VIII.21	Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l'adduction.	**137**
Tableau VIII.22	Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de station de pompage.	**138**
Tableau VIII.23	Temps de réalisation des opérations du réservoir.	**138**

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Etude de reconnaissance		
Figure I.1	Carte de la situation géographique de la zone d'étude.	**2**
Figure I.2	Carte de la situation géographique des mechtas commune de Bougous.	**3**
Figure I.3	Carte géologique du bassin versant de la Mafragh	**4**
Figure I.4	Variations mensuelles des températures à la station d'El-Taref (1997-2018)	**6**
Figure I.5	Carte de réseau hydrographique du bassin versant de la Mafragh.	**8**
Figure I.6	Réseau hydrographique du Bassin Versant de la Mafragh.	**8**
Figure I.7	Carte de zonage sismique du territoire national	**9**
Chapitre II : Estimation des besoins en eau		
Figure II.I	Graphique de la consommation horaire dans la zone ACL.	**24**
Figure II.2	Courbe des débits cumulés de la zone ACL.	**25**
Figure II.3	Graphique de la consommation horaire dans la zone AS.	**26**
Figure II.4	Courbe des débits cumulés de la zone AS.	**27**
Figure II.5	Graphique de la consommation horaire dans la zone éparse.	**28**
Figure II.6	Courbe des débits cumulés de la zone éparse.	**29**
Figure II.7	Répartition des déficits à combler à l'horizon 2055.	**30**
Chapitre III : Etude de stockage		
Figure III.1	Schéma de fonctionnement d'un réservoir.	**33**
Chapitre IV : Etude de l'adduction		
Figure IV.1	Adduction gravitaire	**40**
Figure IV.2	Adduction par refoulement	**40**
Figure IV.3	Variante 01.	**42**
Figure IV.4	Variante 02.	**42**
Figure IV.5	Bilan des frais d'exploitation et d'amortissement (tronçon SP1 – Pp2)	**48**
Figure IV.6	Bilan des frais d'exploitation et d'amortissement (SP2 – SP3)	**50**
Figure IV.7	Bilan des frais d'exploitation et d'amortissement (SP3 – Pp2)	**52**
Figure IV.8	Bilan des frais d'exploitation et d'amortissement (SP4 – Réservoir tampon)	**54**
Figure IV.9	Simulation de l'adduction par EPANET.	**61**
Chapitre V : Prise d'eau		
Figure V.1	Barge flottante.	**64**
Figure V.2	Lesté.	**68**
Figure V.3	Vue en plan de la barge flottante.	**69**
Figure V.4	Vue latérale de la barge flottante.	**69**
Chapitre VI : Stations de pompages		
Figure VI.1	Les courbes caractéristiques de la pompe du SP1	**76**
Figure VI.2	L'encombrement de la pompe PM100/3C	**77**
Figure VI.3	Point de fonctionnement de la pompe du SP1.	**78**
Figure VI.4	Rognage de la pompe 01.	**79**
Figure VI.5	Courbe caractéristique de proportionnalité SP1.	**80**
Figure VI.6	Les courbes caractéristiques de la pompe du SP2	**82**
Figure VI.7	L'encombrement de la pompe PM100/2A	**83**

Figure VI.8	Point de fonctionnement de la pompe du SP2.	**84**
Figure VI.9	Courbe caractéristique de rognage SP2.	**85**
Figure VI.10	Courbe caractéristique de proportionnalité SP2.	**86**
Figure VI.11	Les courbes caractéristiques de la pompe du SP3	**87**
Figure VI.12	l'encombrement de la pompe PM100/5D	**88**
Figure VI.13	point de fonctionnement de la pompe du SP3.	**89**
Figure VI.14	Courbe caractéristique de rognage SP3.	**90**
Figure VI.15	Courbe caractéristique de proportionnalité SP3.	**91**
Figure VI.16	Les courbes caractéristiques de la pompe du SP4	**92**
Figure VI.17	l'encombrement de la pompe HMU50-1/5D	**93**
Figure VI.18	point de fonctionnement de la pompe du SP4.	**94**
Figure VI.19	la courbe caractéristique de rognage SP04.	**95**
Figure VI.20	Courbe caractéristique de proportionnalité SP4.	**96**
Chapitre VII : Protection et pose de canalisation		
Figure VII.I	Pose ordinaire	**103**
Figure VII.2	Pose en terrain peut consistant	**104**
Figure VII.3	Fonçage avec enlèvement préalable de terre (a) et sans enlèvement préalable de terre (b)	**104**
Figure VII.4	Ancrage et amarrage d'une canalisation.	**105**
Figure VII.5	les butés	**105**
Figure VII.6	robinet vanne papillon	**106**
Figure VII.7	clapet anti-retour.	**106**
Figure VII.8	ventouse	**106**
Figure VII.9	poteau d'incendie	**107**
Figure II.10	cône a deux emboitements	**108**
Figure VII.11	tés à deux emboitements standards et tubulure bridée.	**108**
Figure VII.12	Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort	**117**
Figure VII.13	réservoir anti bélier vertical type care.	**117**
Chapitre VIII : Management de projet		
Figure VIII.I	Réseau à nœud d'adduction.	**139**
Figure VIII.2	Réseau à nœud de station de pompage.	**140**
Figure VIII.3	Réseau à nœud de réservoirs.	**140**

LISTE DES PLANCHES

Planche N°1 : Tracé en plan d'adduction.
Planche N°2 : Plan de la station de pompage 02.
Planche N°3 : Profil en long.
Planche N°4 : Plan du réservoir projeté 1000 m^3.

INTRODUCTION GENERALE

L'Algérie connaît une pression croissante sur ses ressources hydriques, résultant notamment de l'augmentation démographique, de l'amélioration des conditions de vie et de la rareté des disponibilités en eau. Cette situation engendre, dans plusieurs régions, un déficit significatif en approvisionnement en eau potable, touchant particulièrement les communes de la zone d'étude.

Le présent travail s'inscrit dans cette problématique et porte sur l'étude de transfert des eaux destinées à l'alimentation en eau potable de la commune de Bougous et des mechtas avoisinantes, depuis le barrage de Bougous (situé dans la wilaya d'El Tarf), pour répondre de manière durable aux exigences prévues pour l'année 2055.

La zone concernée dépend exclusivement des eaux superficielles pour son approvisionnement. Toutefois, les ressources actuellement mobilisées, essentiellement issues de sources, se révèlent insuffisantes pour couvrir la demande future. L'objectif principal de cette étude est donc la conception et le dimensionnement d'un réseau d'adduction à partir du barrage de Bougous.

Le premier chapitre est consacré à la collecte et à l'analyse des données du site. Le deuxième chapitre traite de l'estimation des besoins en eau à l'horizon 2055, permettant de déterminer le débit manquant, tandis que le troisième chapitre porte sur l'étude de stockage. Le quatrième chapitre est dédié au choix du tracé et à l'application des critères techniques nécessaires afin de définir la variante optimale de l'adduction, ainsi qu'à son dimensionnement.

Le cinquième chapitre présente la prise d'eau et la vérification de la flottabilité de la barge. Le sixième chapitre aborde l'étude de pompage, avec le choix des pompes adaptées et le dimensionnement de la station de pompage. Dans le septième chapitre, nous analysons la protection des conduites et des accessoires.

Enfin, le huitième chapitre est consacré à l'organisation du chantier, aux différentes étapes de réalisation, à l'établissement du devis estimatif et aux aspects liés à la sécurité du travail.

De manière générale, la performance d'un système d'approvisionnement en eau potable repose sur un dimensionnement approprié du réseau et une gestion rigoureuse de ses différentes composantes. C'est dans ce cadre que s'inscrit notre projet de fin d'études, dont l'objectif est d'analyser l'approvisionnement en eau potable de la commune de Bougous sur un horizon de 30 ans.

Chapitre I :
Etude de reconnaissance

Introduction :

Avant de commencer notre projet, il convient de présenter le site de notre étude de la commune de Bougous et ses Mechtas (Wilaya d'El Tarf), cette présentation permet de connaitre la situation de la zone des points de vue géographique, topographique, climatique et hydrologique, ce qui nous permet de mener à bien notre travail.

I.1. Description générale de la zone d'étude :

I.2. Situation géographique :

La zone de notre étude est située à environ 20 km au sud-est de la wilaya d'El Tarf et à 10 km, à vol d'oiseau, à l'ouest de la frontière tunisienne.

I.3. Coordonnées géographique :

Bougous, Daïra El Tarf, El Tarf, Algérie (Latitude : 36,6808988 ;Longitude : 8,3745717)
Elle est délimitée :
Au nord par la ville d'El Tarf.
Au sud par la région montagneuse du massif d'El Ghora.
A l'est par la frontière Algéro-tunisienne.
A l'ouest par des espaces ruraux et autres villages de la daïra d'El Tarf.

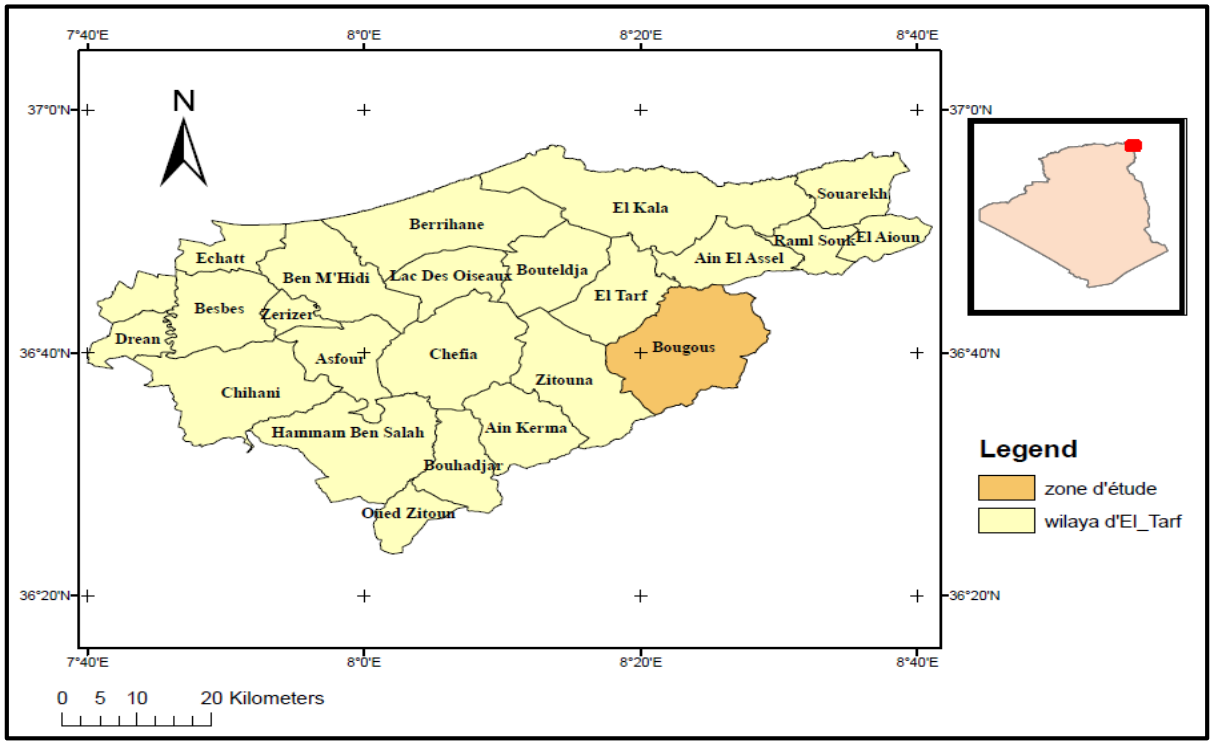


Figure I.1 : carte de la situation géographique de la zone d'étude. (AZZOUZ H, 2025 ; ArcMap)

I.4. Situation topographique et relief :

La commune est enclavée dans les montagnes d'El Ghora, hautes de 1214 m, au milieu de forêts de chênes lièges et d'oliveraies, à la frontière de la Tunisie dans la Wilaya de Tarf.

Altitude moyenne : 381 m

Altitude minimum : 21 m

Altitude maximum : 1 198 m

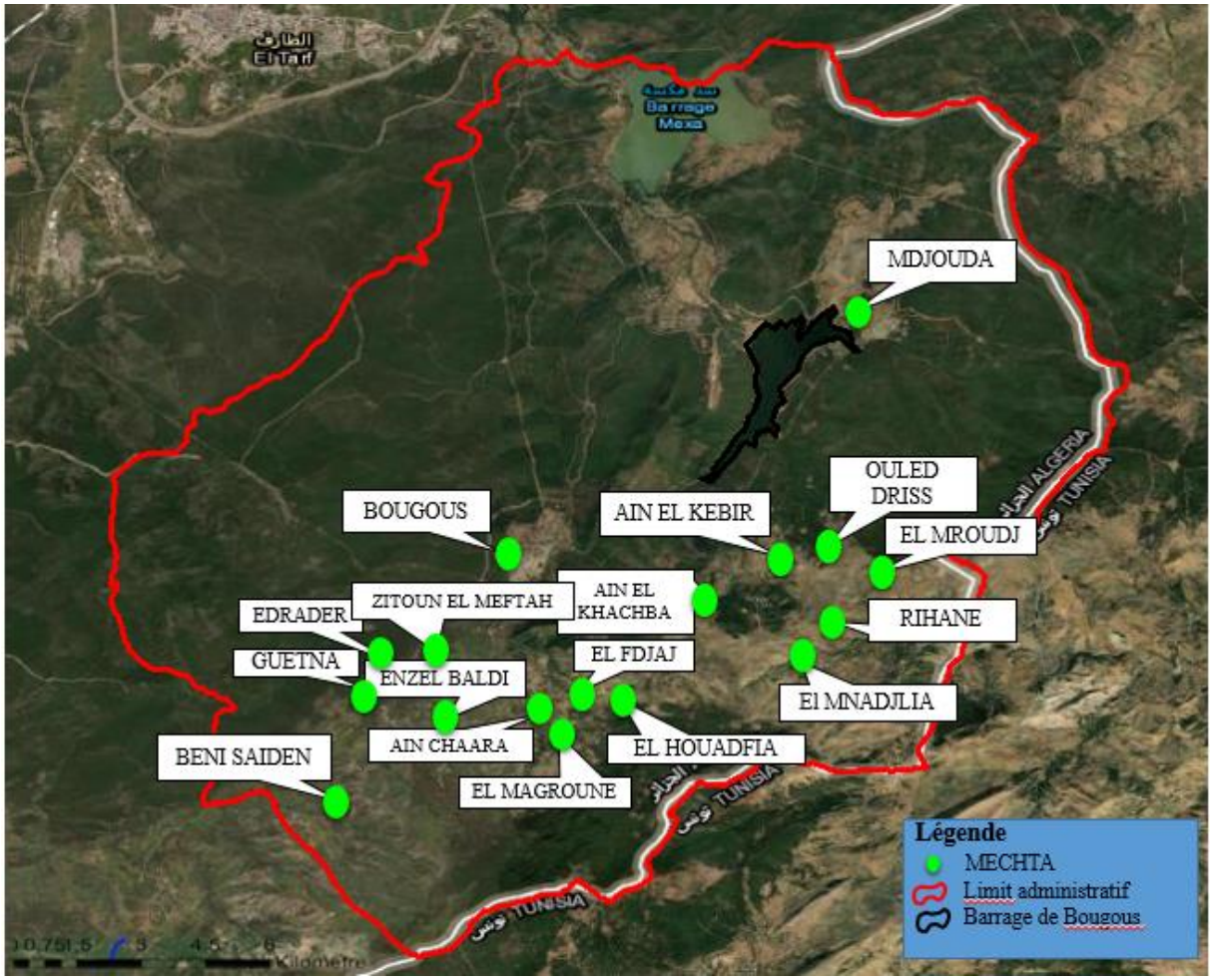


Figure I.2 : Carte de la situation géographique des mechtas commune de Bougous. (DRE El Tarf)

I.5. Situation géologique et hydrogéologique :

Le bassin versant de Bougous, qui s'étend sur près de 236 km², se distingue par son terrain accidenté, ses sols à faible perméabilité et sa végétation abondante, avec une forêt couvrant 78% de la superficie totale.

La région est aussi influencée par des formations géologiques de plus grande envergure, à l'instar de l'Atlas tellien qui traverse l'Algérie et se prolonge jusqu'en Tunisie. Cette région se distingue par une variété de roches et de formations géologiques, fruit de son histoire tectonique complexe.

I.6. Formations géologiques :

Dans cette partie nous allons présenter quelques caractères généraux sur la géologie du bassin de l'oued Mafragh. Cette étude nous permet de différencier toutes les unités géologiques en fonction des paramètres lithologiques.

La zone d'étude fait partie de l'ensemble géologique du tell algérien, Nord oriental, elle est caractérisée par une géologie diversifiée.
Nous sommes appuyés sur des études antérieurs notamment celle de Vila (1980) et Marre (1987) qui décrivent notre terrain d'étude.
Le chrono-stratigraphie de la région d'étude révèle des terrains géologiques d'âges différents allant du Secondaire au Quaternaire (Fig. 3).

I.6.1. Stratigraphie : [2]

1.6.1.1. Secondaire :

Cet étage est caractérisé par des formations marneuses, marno-calcaires et des schistes légèrement argileux avec des intercalations de calcaire, le secondaire affleure ainsi à l'Est du bassin versant de la Mafragh au niveau des monts Bousouaqui (Tunisie), Cheffia et enfin cap rosa par le crétacé supérieur.

1.6.1.2. Tertiaire :

Il est défini par des formations Gréso-argileuses numidiennes couvrants d'ouest en Est particulièrement tous les secteurs de montagnes jusqu'à El Kala on distingue :

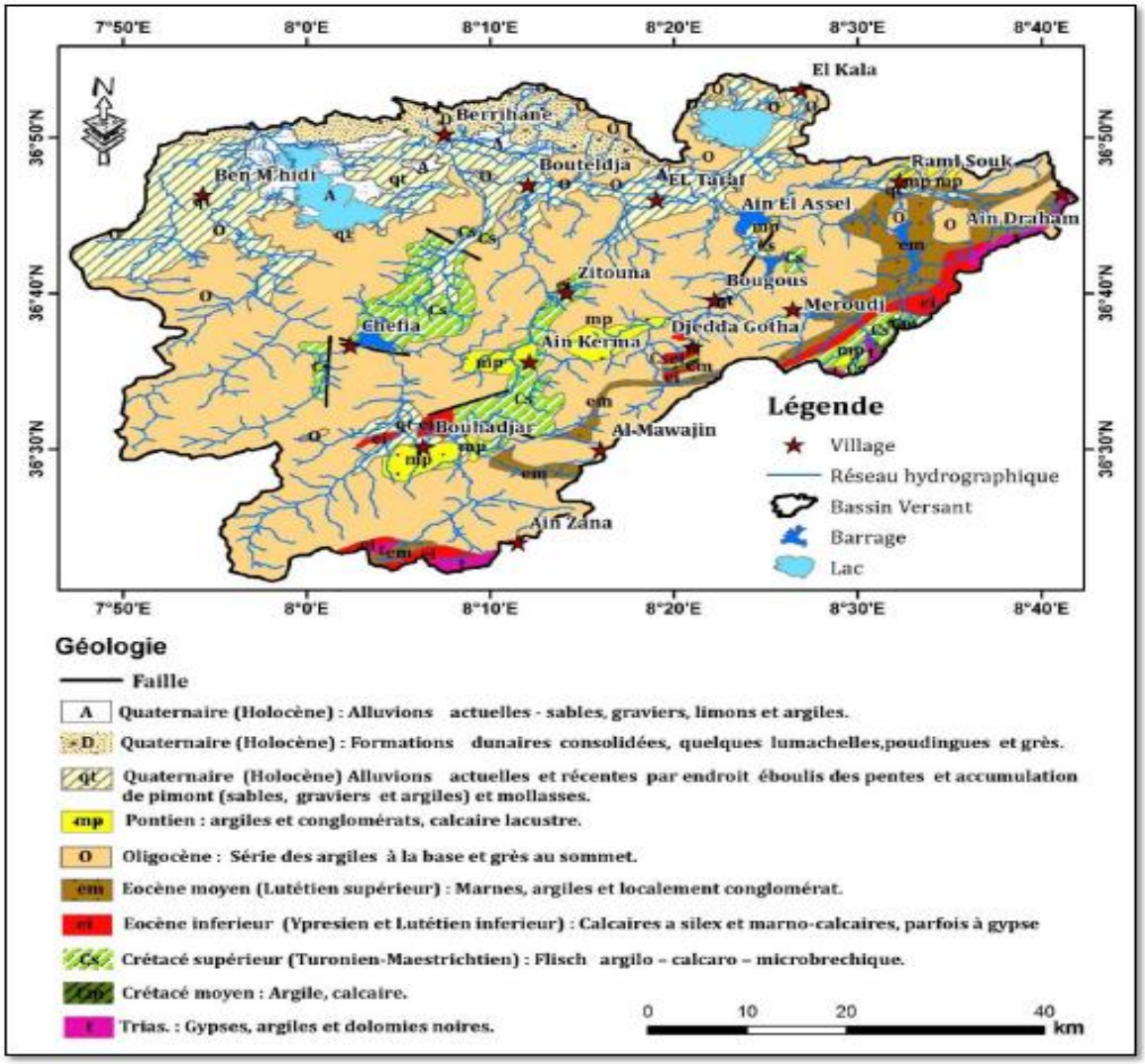


Figure I.3 : Carte géologique du bassin versant de la Mafragh (Villa, 1980)

a. Formations **gréso-argileuses numidiennes**, couvrant les secteurs montagneux jusqu'à El Kala.
b. **Éocène inférieur** : calcaires marneux à silex ou bitume.
c. **Éocène moyen** : marnes argileuses et calcaires, teinte foncée, rares intercalations calcaires.
d. **Éocène supérieur** : argiles numidiennes (rouges ou grises), flyschs numidiens avec intercalations de bancs gréseux.
e. **Oligocène** : argiles surmontées de grès numidiens et intercalations de grès quartzeux.
f. **Pontien** : argiles, conglomérats et calcaires lacustres.

I.7. Situation climatologique :

La commune de Bougous a un climat méditerranéen humide, avec des étés chauds et secs et des hivers **frais à froids et très pluvieux**.

L'analyse des propriétés climatiques d'un bassin versant est indispensable pour comprendre le comportement hydrologique de ses rivières. Ainsi, la construction du bilan hydrique est essentielle pour approfondir notre compréhension du fonctionnement et des impacts d'un système hydraulique de surface dans une région spécifique.
Cette étude hydroclimatique a été effectuée en se basant sur les données climatiques de la station « El-Taref », couvrant une période d'observation de 21 ans.

I.8. Stations de mesures :

I.8.1. Précipitations moyennes mensuelles :

Pour l'analyse des précipitations moyennes mensuelles au niveau des deux sous bassins versant Oued Bounamoussa et Oued Kebir, les deux stations Chafia Barrage et Ain El Assel dont les caractéristiques sont mentionnées dans le tableau suivant ont été retenues.

Tableau I.1 : Caractéristiques géographiques des stations météorologiques de la région.

Code de la station	Nom de la station	X (Km)	Y (Km)	Z (m)
31601	AIN EL ASSEL	1005	399	35
31501	CHEFFIA (Bge)	977	381	170

Source : DRE El Tarf

I.8.2. Facteurs climatiques :

I.8.2.1. Précipitation :

La précipitation fait référence à toute forme d'eau qui se déverse du ciel, qu'elle soit liquide ou solide.
Cela englobe la pluie, la neige, la grêle, et ainsi de suite. L'écoulement saisonnier et l'alimentation des nappes d'eau sont directement influencés par la précipitation, un élément essentiel qui joue un rôle déterminant.

Notre zone d'analyse est considérée comme l'une des plus humides de notre pays, l'Algérie. Pour déchiffrer les données de précipitations, nous nous sommes basés sur des séries de pluviométrie qui s'étendent de 1997 à 2018, soit une période d'observation de 21 ans.

- **Précipitations mensuelles :**

L'estimation mensuelle de la moyenne des précipitations nous offre une vue d'ensemble des fluctuations mensuelles et pluriannuelles des précipitations, en s'appuyant sur le calcul de la moyenne arithmétique des hauteurs de pluie du mois concerné sur une période qui peut s'étendre sur plusieurs années. Le tableau 1 présente la distribution mensuelle à la station d'El-Tarf.

Tableau I.2: Précipitations moyennes mensuelles en (mm) à la station d'El-Tarf (1997_2018)

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Janv	Févr	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Aout
P (mm)	55,88	64,75	104,77	120,27	110,84	90,32	75,50	65,19	45,69	12,29	6,30	13,85

Source : DRE El Tarf.

L'analyse du tableau révèle que les périodes les plus humides s'étendent de septembre à avril, alors que juin, juillet et août sont généralement les mois les plus secs. Pour mettre en lumière la fluctuation mensuelle des précipitations, le tableau créé pour la station d'El-Tarf indique une variabilité significative des précipitations d'un mois à l'autre. Le mois le plus arrosé de l'année est décembre, avec un pic atteignant environ 120,27 mm, tandis que juillet se distingue comme le mois le moins humide avec un minimum avoisinant 6,30 mm.

I.8.2.2. Température :

Le second facteur crucial dans l'analyse climatique est la température, car elle influence directement le processus d'évapotranspiration et, par extension, le déficit d'écoulement à l'échelle annuelle et saisonnière. Les températures mentionnées sont liées à la station (El-Tarf) sur une période de 21 ans d'observation (1997-2018).

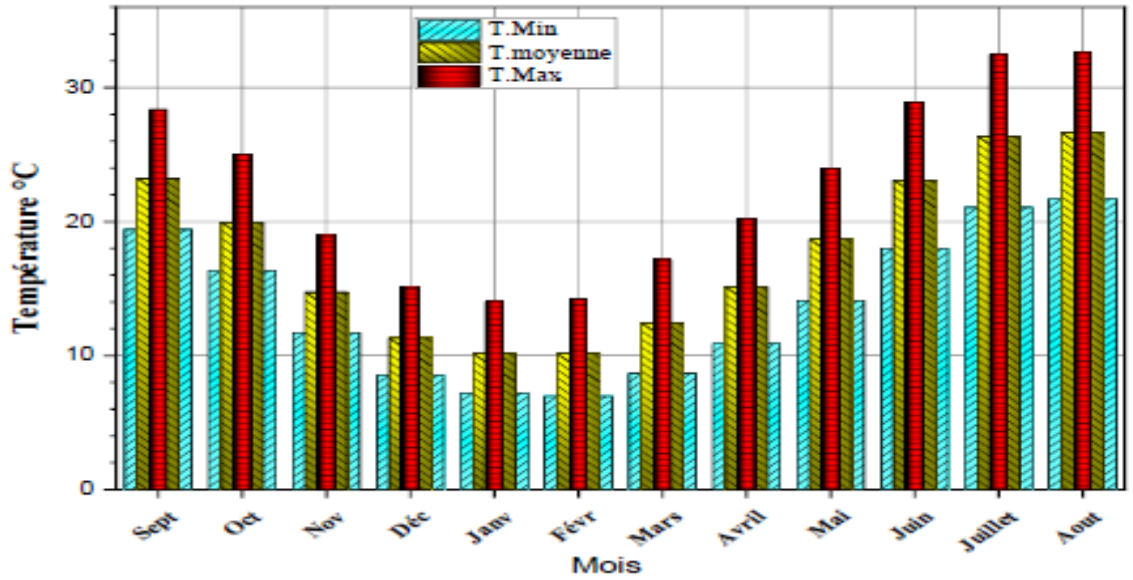


Figure I.4 : Variations mensuelles des températures à la station d'El-Tarf (1997-2018)

L'histogramme (Fig I.6) illustre les fluctuations des moyennes de température sur une base mensuelle et annuelle. On constate que les températures basses sont enregistrées durant les mois de décembre, janvier, février et mars. En moyenne, elles atteignent leur niveau le plus bas en février autour de 6.9°C. En revanche, les valeurs les plus élevées se produisent généralement en juin, juillet et août, avec un pic à 32.45°C en août.

I.8.2.3. Vitesse du vent :

A la station de Annaba les Salines, la moyenne annuelle de la vitesse maximale instantanée du vent est de 19,4 m/s (Tableau I.4). Elle varie de 25 à 20 m/s entre Décembre et Avril. Durant la période (Juin – Juillet), elle atteint 15 m/s.

Tableau I.3 : Variation des moyennes mensuelles de la vitesse maximale instantanée du vent à la station de Annaba les salines ;

Annaba les Salines	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Moy Ann
V (m/s)	17,9	19	20,7	25,7	20,8	21,9	19,5	20,2	16,7	15,9	16,1	18	19,4

Source : DRE El Tarf

I.9. Hydrologie :

Le bassin versant de la Mafragh est situé à l'extrême Nord Est Algérien, Selon les cahiers de l'agence des bassins hydrographiques, il inclut dans le bassin versant des côtiers Constantinois-Est et codifié sous le numéro 03. Il est limité longitudinalement entre 7°45' et 8°45' Est d'une part, et latitudinalement entre 36°20' et 36°55' Nord d'autre part, n'englobe pas la totalité de la superficie de la wilaya d'El-Tarf. Il est réparti aussi sur la wilaya de Souk Ahras, la wilaya de Guelma et l'état de la Tunisie (Figure I.7). Il occupe une superficie de l'ordre de 2768.31 Km^2 et couvre pratiquement 70.30% du bassin versant des côtiers Constantinois-Est.

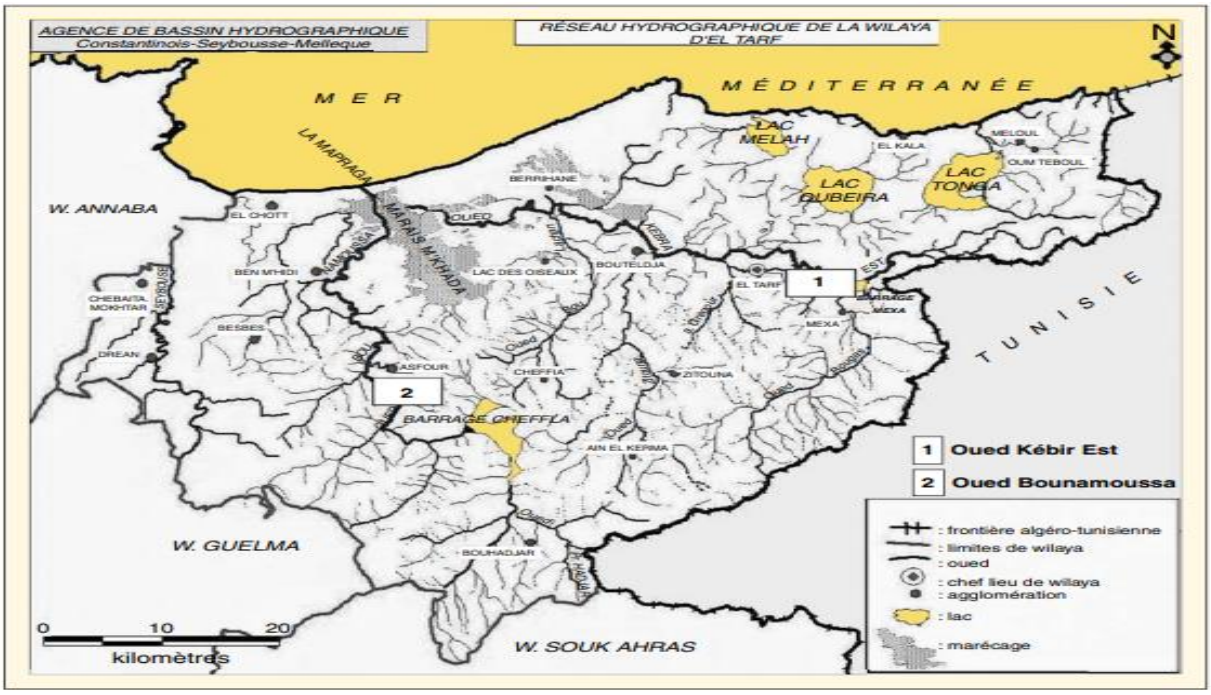


Figure I.5 : Carte de réseau hydrographique du bassin versant de la Mafragh. (DRE El Tarf)

I.9.1. Réseau hydrographique :

La zone d'étude est limitée :

- Au Nord par le massif dunaire de Boutheldja formant obstacle naturel avec la mer méditerranée ;
- Au sud par le bassin de Meddjerdah ;
- A l'Est par le bassin des côtiers de la Calle et les frontières Tunisiennes ;
- A l'Ouest par le bassin de la Seybouse.

Il est drainé par deux oueds importants :

- ✓ Oued Bounamoussa à l'Ouest.
- ✓ Oued Kebir-Est à l'Est.

Ces deux cours d'eau rejoignent la mer par un exutoire unique : Oued Mafragh.

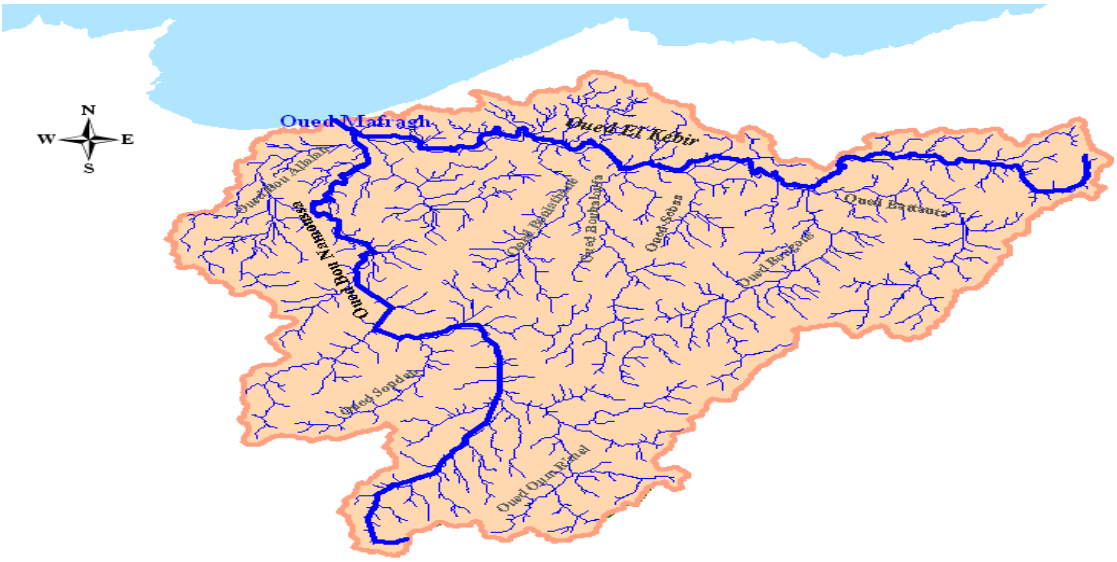


Figure I.6 : Réseau hydrographique du Bassin Versant de la Mafragh. (DRE El Tarf)

La zone d'étude se caractérise par un réseau hydrographique bien structuré, dominé par les oueds Bounamoussa et Kebir-Est, qui convergent vers un exutoire commun, l'oued Mafragh. Cette configuration joue un rôle essentiel dans le drainage régional et dans l'alimentation des ressources en eau.

I.10. Sismicité :

L'Algérie se trouve sur une frontière tectonique où se produit la convergence entre les plaques africaines et eurasiennes. D'après les normes algériennes de parasisme, le territoire de l'Algérie est segmenté en quatre régions sismiques :

- Zones O : sismicité négligeable.
- Zones I : sismicité faible.
- Zones 2 : sismicité moyenne.
- Zones 3 : sismicité forte.

Notre zone d'étude est classée zone II : sismicité moyenne.

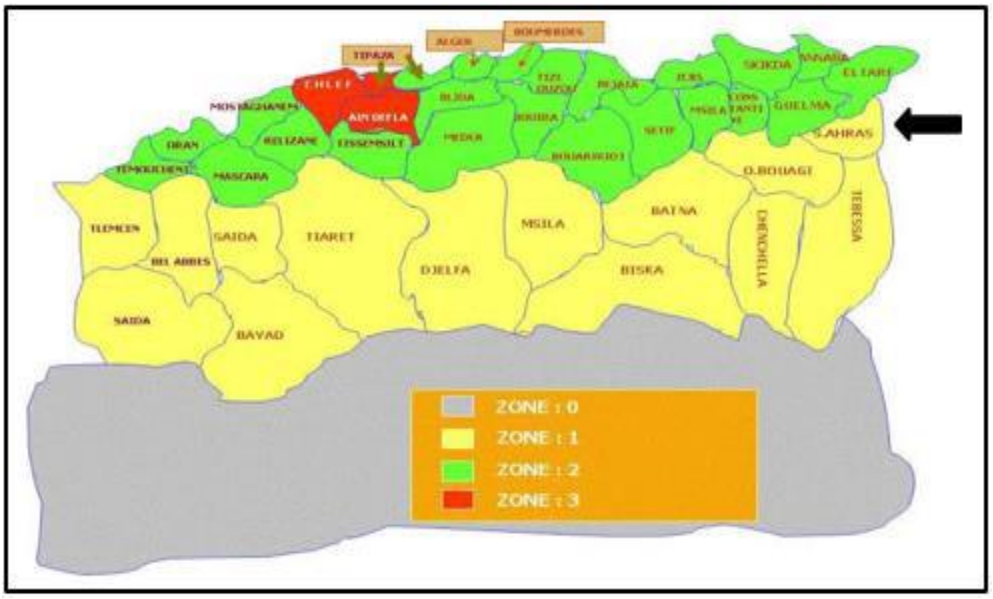


Figure I.7 : Carte de zonage sismique du territoire national (Source CentreNationaldeRechercheAppliquéeenGenieParasismique,2023)

I.11. Démographie :

L'évolution de la population correspond à un taux d'accroissement de l'ordre de 2%, pour une population de 11153 en 2008.

Tableau I.4 : Population de la commune à l'année de recensement 2008.

Bougous	Population 2008(RGPH)	Taux d'accroissement (%)
ACL(Agglomération Chef lieux)	4865	2
AS(Agglomération segondaire)	1419	2
Zone éparse	4869	2
Total	11153	2

Tableau I.5 : Population de la zone éparse à l'année de recensement 2008.

Zone éparse		Population 2008(RGPH)	Taux d'accroissement (%)
MDJOUDA		460	2
EL MROUDJ	EL MROUDJ	720	2
	OULED DRISS	400	2
RIHANE	RIHANE	350	2
	EL MNADJLIA	250	2
EL HOUADFIA	EL HOUADFIA	400	2
	EL FEDJAJ	100	2
EL MAGROUNE	EL MAGROUNE	240	2
	AIN CHAARA	180	2
	ENZEL BALDI	180	2
BENI SAIDEN	BENI SAIDEN	300	2
	EDRADER	225	2
	GUETNA	186	2
	ZITOUN EL MEFTAH	289	2
AIN EL KHACHBA		489	2
Total		4869	2

I.12. Situation hydraulique actuelle :

Les ressources actuellement utilisées dans notre zone d'étude sont d'origine superficiel. La commune de notre zone d'étude est gérée par l'ADE- unité d'El Tarf.

Tableau I.6 : Ressource hydraulique de la commune de Bougous.

Source d'alimentation	Eaux superficielles du barrage Mexa, Bougous
Volume produit (superficiel)	1600 m3/j
Nombre de station de pompage	02
Nombre de forage	00
Nombre de Réservoir	06 de capacité 100 ; 300 et 500 m^3
Programme de distribution	01j/03

Source : ADE El Tarf

Tableau I.7 : Ouvrage de stockage de la commune de Bougous.

Réservoirs	Type	Capacité (m^3)	X	Y	Z
Réservoir 500 m3 Magren	Tampon	500	36.731747	8.372259	191
Réservoir 100 m3 Bougous	Tampon	100	36.690199	8.384237	259
Réservoir 500 m3 Bougous	Distribution	500	36,65881	8,36679	223
Réservoir 2×150 m3 Bougous	Distribution	300	36,65864	8,36665	224
Bâche station de pompage hammam	Distribution	300	36.704298	8.398858	126

Source : ADE El Tarf.

Interprétation :

Les réservoirs, exploités depuis 2005, affichent aujourd'hui des signes clairs de vétusté. L'âge de l'ouvrage, combiné à un suivi d'entretien limité, a entraîné diverses dégradations telles que l'usure des matériaux, la corrosion des parois et la détérioration de certains équipements. Cette situation réduit leur efficacité opérationnelle et rend indispensable une réhabilitation ou un remplacement afin d'assurer une alimentation en eau potable fiable et de qualité.

I.12.1. Présentation du barrage Bougous :

Le barrage de Bougous se trouve sur l'Oued Bougous, dans la Wilaya d'EI Tarf, à une distance de 20 km vers l'est du chef-lieu et de 100 km d'Annaba, à proximité de la frontière tunisienne. Cet ouvrage a pour vocation principale de fournir de l'eau potable et industrielle à la wilaya, tout en assurant une compensation partielle des volumes perdus après le réaménagement du barrage de Mexenna, situé en aval.

La construction a officiellement débuté à la suite de l'ordre de service délivré le 25 janvier 2005, et la mise en eau est intervenue le 23 février 2010.

I.12.1.1. Principaux éléments constitutifs du barrage :

- **Digue :** barrage en remblai de terre doté d'un noyau central vertical en argile.
- **Galerie de déviation et vidange de fond** : deux canaux en béton armé, édifiés à ciel ouvert au bas de la rive droite, sur une étendue de 353 m. L'évacuation de fond, effectuée à travers la galerie de déviation suite à sa mise en service, se positionne au niveau 139 m NGA (niveau de retenue normal) et peut réaliser un flux de 55 m³/s.
- **Déversoir de crues** : déversoir de surface à seuil latéral, muni d'un coursier et d'un saut à ski, possédant un seuil de 100 mètres en longueur et une capacité maximale de débit de 1 245 m³/s.
- **Tour de prise** : structure cylindrique en béton armé de 83,78 m de hauteur, équipée de quatre orifices de prélèvement placés à différents niveaux pour adapter la prise d'eau en fonction des besoins.

I.12.1.2. Caractéristiques dimensionnelles de la digue :

- Capacité totale de la retenue : 66,20 millions de m³ (niveau normal : 139 m NGA)
- Hauteur sur fondations : 71,40 m
- Longueur en crête : 635,61 m
- Largeur en crête : 8 m
- Talus amont : pente 1 : 3
- Talus aval : pente 1 : 2,5
- Cote de crête : 143,60 m NGA
- Inclinaison du revêtement en aval : 2 à 2,2 H/IV
- Inclinaison du revêtement amont : 2,3 H/IV
- Pente du noyau argileux : 0,25 H/IV

I.12.2. Qualité de l'eau brute :

Tableau I.8 : Qualité de l'eau brute du barrage.

Paramètres	**Unité**	**Norme**	**Valeurs mesurées**	**Paramètres**	**Unité**	**Norme**	**Valeurs mesurées**
PH	-	6,5 – 9	7,64	**Dureté totale**	mg/l $CaCO_3$	-	240
Température	-	25	26,4	**Calcium**	mg/l	-	70,54
Conductivité	µs/cm	2800	527	**Magnésium**	mg/l	-	15,55
TDS	mg/l	-	263,5	**Nitrites**	mg/l	-	<0,02
Salinité	g/l	-	0,26	**Nitrates**	mg/l	50	-
Turbidité	NTU	-	26,8	**Sodium**	mg/l	-	26
Sulfate	mg/l	400	91,67	**Fer dissous**	mg/l	1	<0,01
Couleur	mg/Pt	200	0	**$C0_2$ total**	mg/l	-	23,15
DBO	mg/l O_2	7	-	**CO_2 libre**	mg/l	-	47,15
TAC	mg/l $CaCO_3$	-	128	**Résidu sec**	mg/l	-	-

Source : Station de traitement Mexa.

- Ainsi, selon les informations présentées, le barrage de Bougous a besoin d'une station de traitement.

I.12.3. Qualité de l'eau traité :

La station de traitement projetée est conçue pour pouvoir assurer une alimentation fiable et continue en eau potable, exempte d'organismes pathogènes. La qualité finale de l'eau après traitement sera conforme aux standards suivants :

Tableau I.9 : Qualité de l'eau traité du barrage.

Paramètre	Résultat
Turbidité	Inférieure à 1,0 NTU
Goût et odeur	Acceptables pour le consommateur
Couleur	Inférieure à 5° Hazen
Aluminium	Inférieur à 0,2 mg/l
Fer	Inférieur à 0,3 mg/l
Manganèse	Inférieur à 0,1 mg/l
PH	6,5 à 8,5
E coli ou bactérie thermo tolérante	Néant sur tout échantillon de 100 ml
Total bactéries coliformes	Néant sur tout échantillon de 100 ml
Turbidité (avant injection de chaux)	Inférieure à 0,4 NTU
Aluminium	Inférieur à 0,1 mg/l
Fer	Inférieur à 0,1 mg/l
Manganèse	Inférieur à 0,05 mg/l
PH (après injection de chaux)	pHs 3 + 0,2

Source : Station de traitement Mexa.

- De plus, l'eau filtrée sera conforme aux normes suivantes dans 90 %.

Conclusion :

À la fin de ce chapitre, la commune de Bougous se distingue par un relief montagneux, une géologie variée et un climat méditerranéen humide. Son bassin versant, riche en ressources hydriques, est encadré par l'oued de Bougous mais reste soumis à des contraintes naturelles et climatiques. Les infrastructures hydrauliques, notamment le barrage de Bougous, jouent un rôle clé malgré leur vétusté. Enfin, la croissance démographique et la classification en zone sismique moyenne soulignent l'importance d'une gestion durable et adaptée des ressources et des aménagements.

Chapitre II :
Estimation des besoins en eau

Introduction :

Evaluer les exigences totales en matière d'eau, pour dimensionner un système d'approvisionnement en eau potable (AEP), s'inscrit en étape de base. Ainsi, Il est nécessaire de planifier des distributions pour chaque catégorie de consommateur. Cependant, Cette quantification de l'utilisation de l'eau est conditionnée par la croissance démographique et les infrastructures en place.

II.1. Estimation du nombre d'habitants :

Cette estimation prend également en compte la population de chaque localité desservie par le réseau d'adduction projetée jusqu'à l'année 2055 selon la formule suivante :

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

Avec :

- P_n : Population future prise pour l'horizon du projet (hab).
- P_0 : Population de l'année de référence (hab).
- τ : Taux d'accroissement annuel de la population = 2 *(source APC Bougous).*
- n : nombre d'années séparant l'année de référence à l'horizon considéré.

Les chiffres dans le tableau suivant relatifs à la population de la commune de Bougous et les Mechtas :

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

Bougous	Population 2008(RGPH)	Population 2025	population 2035	Population 2045	population 2055
ACL	4865	6813	8306	10124	12341
AS	909	1273	1552	1892	2306
Zone éparse	4869	6819	8313	10133	11595
Total	11153	15619	19042	23210	26242

D'après le tableau II.1, la population en 2055 sera égale à 26242 habitants.

II.2. Evaluation des besoin domestiques :

D'après le Plan National de l'Eau (PNE) de l'Algérie :

La quantité d'eau nécessaire pour approvisionner une communauté est habituellement établie en fonction de l'usage de consommation. Cette estimation peut être réalisée en fonction de diverses unités, comme les litres par personne et par jour, le mètre carré de surface végétale, le mètre cube, la tonne de rendement, l'unité animale ou même le véhicule, selon les exigences spécifiques.

Plusieurs éléments influent sur la norme de consommation en eau, notamment :

- Le niveau socio-économique des habitants,
- L'effectif de la population,
- L'expansion urbaine de la cité,
- L'accessibilité des ressources hydriques,
- Les pratiques de consommation d'eau du public.

Le tableau ci-dessous montre le type d'Agglomération :

Tableau II.2 : typologie agglomérations / strates de population.

DESIGNATION	CARACTERISTIQUE
Les métropoles à statut particulier de délégation (SPE)	Alger ; Oran ; Constantine ; Annaba
Les métropoles	villes de plus de 300.000 habitants
L'urbain dit « supérieur »	100.000 < pop. < 300.000 habitants
L'urbain	**20.000 < pop. < 100.000 habitants**
Semi urbain	5.000 < pop. < 20.000 habitants
Semi rural	3.000 < pop. < 5.000 habitants
Rural agglomeré	600 (100 unités d'habitation) < pop. < 3.000 habitants
Rural éparse	population inférieure à 600 habitants (100 unités d'habitation).

Source : PNE.

- ✓ Le nombre d'habitants totale est **26242 habitants**, entre (20.000et100.000)**.** Donc notre agglomération est de **type urbain.**

II.3. Estimation de la consommation moyenne journalière :

II.3.1. Consommation moyenne journalière :

Le débit moyen journalier pendant l'année est donné par :

$$Q_{moy\,j} = \frac{Dot \times Ni}{1000} \quad \text{..... (II.2)}$$

$Qmoy\,j$: consommation moyenne journalière (m3/j) ;

Dot : dotation moyenne en (l/j/hab) ;

Ni : nombre d'habitant de chaque catégorie ;

II.3.2. Besoins domestiques :

Nous optons pour la dotation unitaire nette journalière de **150 l/j/hab,** pour l'ensemble et de **100 l/j/hab,** pour la zone éparse, à l'horizon futur.

La dotation domestique de la commune de Bougous est représentée dans le tableau (II.3).

Tableau II.3: Tableau récapitulatif des besoins domestiques de la commune de Bougous à l'horizon future.

	Court terme			Moyen terme			Long terme		
Population	Nombre d'habitant (2035)	Dotation (l/j/hab)	$Q_{moy\ j}$ nette (m^3/j)	Nombre d'habitant (2045)	Dotation (l/j/hab)	$Q_{moy\ j}$ nette (m^3/j)	Nombre d'habitant (2055)	Dotation (l/j/hab)	$Q_{moy\ j}$ nette (m^3/j)
ACL	8306	125	1038,25	10124	140	1417,36	12341	150	1851,15
AS	1552	125	194	1892	140	264,88	2306	150	345,9
Zone Eparse	8313	60	498,78	10133	80	810,64	11595	100	1159,5
Total	19042		1731,03	23210		2489,88	26242		3256,55

- ✓ En conséquence, la consommation moyenne journalière nette de la commune urbaine Bougous est de **3356,55 m^3/j.**

Le débit de fuite est estimé à 15 % du débit moyen journalier.

Ainsi, le calcul du débit journalier moyen global se fait de la manière suivante :

$$\boldsymbol{Q_{moy\ j\ tot} = Q_{moy\ j} \times 1,15} \quad \text{..... (II.3)}$$

Tel que :

- ➢ **$Q_{moy\ j\ tot}$** : Consommation moyenne journalière totale domestique (m^3/j) ;
- ➢ **$Q_{moy\ j}$** : Consommation moyenne journalière domestique (m^3/j) ;

La consommation moyenne journalière totale domestique pour le site est calculée dans le tableau (II.5) :

Tableau II.4 : Récapitulation de la consommation moyenne journalière totale domestique.

	Court terme		Moyen terme		Long terme	
Population	**$Q_{moy\ j\ dom}$ (m^3/j)**	**$Q_{moy\ j\ dom\ tot}$ (m^3/j)**	**$Q_{moy\ j\ dom}$ (m^3/j)**	**$Q_{moy\ j\ dom\ tot}$ (m^3/j)**	**$Q_{moy\ j\ dom}$ (m^3/j)**	**$Q_{moy\ j\ dom\ tot}$ (m^3/j)**
ACL	1038,25	1193,99	1417,36	1629,96	1851,15	2128,81
AS	194	223,1	264,88	304,61	345,9	397,8
Zone Eparse	498,78	573,6	810,64	932,24	1159,5	1333,42
Total	1731,03	1990,69	2489,88	2866,81	3356,55	3860,03

Alors, la consommation moyenne journalière total domestique de la commune urbaine Bougous est estimée à **3860,03 (m^3/j).**

II.3.3. Besoins d'équipements :

La consommation des équipements est estimée à 15% de la consommation domestique moyenne. (Source : DRE)

Alors :

$$Q_{moy\ j\ équipement} = 0,15 \times Q_{moy\ j\ dom} \quad \text{..... (II.4)}$$

Tel que :

- $Q_{moy\ j\ équipement}$: consommation moyenne journalière des équipements.
- $Q_{moy\ j\ dom}$: consommation moyenne journalière domestique.
- $Q_{moy\ j\ équipement\ total}$: consommation moyenne journalière des équipements majorée de 15%, pour tenir compte des fuites.

La consommation moyenne journalière totale de notre zone d'étude, à l'horizon 2055, est montrée dans le tableau (II.6) :

Tableau II.5: Tableau récapitulatif de la consommation moyenne journalière des équipements.

	Court terme			Moyen terme			Long terme		
Population	**$Q_{moy\ j\ dom}$ (m^3/j)**	**$Q_{moy\ j\ équipement}$ (m^3/j)**	**Total $Q_{moy\ j\ équipement}$ (m^3/j)**	**$Q_{moy\ j\ dom}$ (m^3/j)**	**$Q_{moy\ j\ équipement}$ (m^3/j)**	**Total $Q_{moy\ j\ équipement}$ (m^3/j)**	**$Q_{moy\ j\ dom}$ (m^3/j)**	**$Q_{moy\ j\ équipement}$ (m^3/j)**	**Total $Q_{moy\ j\ équipement}$ (m^3/j)**
ACL	1038,25	155.73	179,09	1417,36	212,6	244,49	1851,15	277,67	319,32
AS	194	29,1	33,46	264,88	39,73	45,69	345,9	51,88	59,66
Zone Eparse	498,78	74,82	86,04	810,64	121,6	139,84	1159,5	173,92	200
Total	1731,03	259,65	298,59	2489,88	373,93	430,02	3356,55	503,47	578,98

✓ Ainsi, la consommation moyenne journalière nette d'équipements est de **578,98 m^3/j.**

II.3.4. Synthèse de la consommation en eau moyenne journalière totale :

Suite à une étude approfondie des exigences en eau de la région, il est désormais nécessaire de synthétiser ces données dans le tableau suivant. Cela nous autorisera à établir le flux moyen quotidien total sur le site.

Tableau II.6 : consommation en eau moyenne journalière global sur site Bougous à long terme.

Désignation		ACL	AS	Zone Eparse	Total
Consommation moyenne journalière total (m^3/j)	**Domestique**	2128,81	397,8	1333,42	3860,03
	Equipements	319,32	59,66	200	578,98
Total		2448,13	457,46	1533,42	4439,01

- ✓ Donc la consommation moyenne journalière totale des besoins de la commune Bougous est de **4439,01 m^3/j.**

II.4. Évaluation des variations des débits[7]

II.4.1. Évaluation des variations journalières des débits

II.4.1.1. Consommation journalière maximale

Pour élaborer un système d'approvisionnement en eau sûr, il est essentiel d'examiner le modèle de consommation de l'agglomération. Un, des principaux indicateurs, est le pic journalier de demande, qui représente le jour où la demande atteint son maximum. On évalue ce débit en multipliant la consommation quotidienne moyenne par un indice d'irrégularité appelé Kmaxj, qui indique combien de fois la consommation au maximum dépasse la moyenne. Cette méthode offre la possibilité de prévoir les points de consommation et d'adapter les dimensions du réseau en réponse à ces prévisions.

Elle est formulée par l'équation ci-dessous :

$$Q_{\max j} = Q_{moy\ j\ tot} \times K_{\max j} \quad \text{..... (II.5)}$$

Tel que :

- $Q_{max\ j}$: débit maximum journalier (m^3/j) ;
- $Q_{moy\ j\ tot}$: débit moyen journalier total (m^3/j) ;
- $K_{max\ j}$: coefficient d'irrégularité journalier maximal. Varie entre 1,1 a1,3 ;

  On prend dans notre cas : $K_{max\ j}$=1,2.

Le tableau suivant donne les débits maximums, journalier pour notre zone :

Tableau II.7 : Besoin maximum journalier pour la zone d'étude.

Désignation	$Q_{moy\ j\ tot}$ (m^3/j)	$K_{max\ j}$	$Q_{max\ j}$ (m^3/j)
ACL	2448,13	1,2	**2937,75**
AS	457,46		**548,95**
Zone Eparse	1533,42		**1840,11**
Total	4439,01		**5326,81**

- ✓ Donc la consommation maximum journalière total des besoins de la commune Bougous est de **5326,81 m³/j.**

II.4.1.2. Consommation journalière minimale

La consommation quotidienne minimale se réfère à la journée où la consommation atteint son niveau le plus bas. Ce flux nous permet de repérer les pertes et contrôler les pressions au sein du réseau de distribution.
Elle est formulée par l'équation ci-dessous :

$$Q_{\min j} = Q_{moy\ j\ tot} \times K_{\min j} \text{..... (II.6)}$$

Tel que :

- ➢ $Q_{min\ j}$: débit minimum journalier (m³/j) ;
- ➢ $Q_{moy\ j\ tot}$: débit moyen journalier total (m³/j) ;
- ➢ $K_{min\ j}$: coefficient d'irrégularité journalier minimal. Varie entre 0,7 à 0,9 ;

On prend dans notre cas : $K_{min\ j}$=0,8.

Le tableau suivant donne les débits minimum, journalier pour chaque zone :

Tableau II.8 : Besoin minimum journalier pour chaque zone du site.

Désignation	Q moy j tot (m³/j)	K min j	Q min j (m³/j)
ACL	2448,13	0,8	**1958,51**
AS	457,46		**365,97**
Zone Eparse	1533,42		**1226,73**
Total	4439,01		**3551,21**

- ✓ Donc, la consommation minimale journalière totale de la commune Bougous est de **3551,21 m³/j.**

II.4.2. Évaluation des variations horaires des débits :

Méthode 01 :

II.4.2.1. Consommation moyenne horaire :

Le débit moyen horaire est le volume d'eau moyen consommé en une heure. Il est donné par la relation suivante :

$$Q_{moy\ h} = \frac{Q_{max\ j}}{24} \text{..... (II.7)}$$

Tel que :

- **$Q_{moy\ h}$** : débit moyen horaire (m^3/h) ;
- **$Q_{max\ j}$** : débit maximum journalière (m^3/h) ;

Les résultats sont présentés dans tableau suivant :

Tableau II.9 : Besoins moyens horaires du pôle urbain.

Population	Type	$Q_{max\ j}$ (m^3/j)	$Q_{moy\ h}$ (m^3/h)
ACL	Semi-rural	2937,75	**122,41**
AS	Semi-rural	548,95	**22,87**
Zone Eparse	Zone éparse	1840,11	**76,67**
Total		5326,81	**221,95**

- ✓ Donc la consommation moyenne horaire de la commune urbain Bougous est de **221,95 m^3/h.**

II.4.2.2. Consommation maximale horaire :

C'est le débit qui correspond à l'heure de la journée où la consommation est la plus importante. Il est donné par la relation suivante :

$$Q_{max\ h} = K_{max\ h} \times Q_{moy\ h} \quad \text{..... (II.8)}$$

Tel que :

- **$Q_{max\ h}$** : débit maximum horaire (m^3/h) ;
- **$Q_{moy\ h}$** : débit moyen horaire (m^3/h) ;
- **$K_{max\ h}$** : coefficient d'irrégularité de la consommation horaire maximum est déterminé par la relation suivante :

$$K_{max\ h} = \Omega_{max} \times \Phi_{max} \quad \text{..... (II.9)}$$

Avec :

- **Ω** : Coefficient qui dépend du niveau des conforts des conditions locales et du niveau de développement. $\Omega_{max} = 1.2 \div 1.4$ on prend **$\Omega_{max} = 1.2$** ;
- **Φ** : Coefficient qui dépend du nombre d'habitants [population], selon le tableau suivant :

Tableau II.10 : Quelque valeurs du coefficient Φ max qui dépend de la population.

Nombre d'habitants	1000	1500	2000	10000	20000	30000	50000	100000
Φ max	2	1,8	1,5	1,3	1,2	1,15	1.1	1.1

Alimentation en eau potable des agglomérations, B. SALAH, ENSH.

- ✓ A partir du tableau ci-dessus, et la taille de la population de chaque zone de la commune urbain Bougous.

Tableau II.11 : les valeurs de Φ_{max}, Ω_{max} et $K_{max\ h}$ correspondants à la population du chaque zone.

Désignation	Population	Φ_{max}	Ω_{max}	$K_{max\ h}$
ACL	12341	1,25	1,2	1,5
AS	2306	1,4	1,2	1,68
Zone Eparse	11595	1,25	1,2	1,5

- ✓ Alors d'après le tableau, on peut calculer la consommation maximale horaire du site, les résultats sont présentés dans tableau suivant :

Tableau II.12 : Besoins maximaux horaires de la commune Bougous.

Désignation	$Q_{moy\ h}$ (m^3/h)	$K_{max\ h}$	$Q_{max\ h}$ (m^3/h)
ACL	122,41	1,5	**183,61**
AS	22,87	1,68	**38,43**
Zone Eparse	76,67	1,5	**115,01**
Total	221,95	1,5	**332,93**

- ✓ Donc la consommation maximale horaire de la commune Bougous est de **332,92 m^3/h.**

II.4.2.3. Consommation minimale horaire :

C'est le débit qui correspond à l'heure de la journée où la consommation est la plus faible. Il est donné par la relation suivante :

$$Q_{min\ h} = K_{min\ h} \times Q_{moy\ h} \quad \text{..... (II.10)}$$

Tel que :

- ➢ $Q_{min\ h}$: débit minimum horaire (m^3/h) ;
- ➢ $Q_{moy\ h}$: débit moyen horaire (m^3/h) ;
- ➢ $K_{min\ h}$: coefficient d'irrégularité de la consommation horaire minimum est déterminé par la relation suivante :

$$K_{min\ h} = \Omega_{min} \times \Phi_{min} \quad \text{..... (II.11)}$$

Avec :

- **Ω** : Coefficient qui dépend du niveau des conforts des conditions locales et du niveau de développement. $\Omega_{min} = 0.4 \div 0.6$ on prend $\boldsymbol{\Omega_{min} = 0.6}$;
- **Φ** : Coefficient qui dépend du nombre d'habitants [population], selon le tableau suivant :

Tableau II.13 : Quelque valeurs du coefficient Φ min qui dépend de la population.

Nombre d'habitants	1000	1500	2000	10000	20000	30000	50000	100000
Φ min	0,1	0,1	0,1	0,4	0,5	0,6	0.7	0.7

Alimentation en eau potable des agglomérations, B. SALAH, ENSH.

A partir du tableau ci-dessus, et le nombre de la population du chaque zone de la commune urbain Bougous :

Tableau II.14 : les valeurs de $\Phi_{min,}$ Ω_{min} et $K_{min\ h}$ correspondants à la population du chaque zone.

Désignation	**Population**	**Φ_{min}**	**Ω_{min}**	**$K_{min\ h}$**
ACL	12341	0,6	0,6	0,36
AS	2306	0,6	0,4	0,24
Zone Eparse	11595	0,6	0,6	0,36

- ✓ Alors d'après le tableau ci-avant, on peut calculer la consommation minimale horaire du site, les résultats sont présentés dans tableau suivant :

Tableau II.15 : Besoins minimaux horaires de la commune Bougous.

Désignation	**$Q_{moy\ h}$ (m^3/h)**	**$K_{min\ h}$**	**$Q_{min\ h}$ (m^3/h)**
ACL	122,41	0,36	**44,07**
AS	22,87	0,24	**5,49**
Zone Eparse	76,67	0,36	**27,6**
Total	221,95	0,36	**79,90**

- ✓ Donc la consommation minimale horaire de la commune Bougous est de **79,9 m^3/h.**

Méthode 02

Cette approche nous autorise à établir la distribution des flux à chaque heure, qui fluctue d'une ville à l'autre en fonction de la densité de population.

II.4.2.4. Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant

Nous appliquons la technique de la fluctuation horaire de consommation pour la commune urbaine de Bougous. En nous référant au tableau ci-dessous, le changement du flux horaire est exprimé en pourcentage du flux journalier maximal. Il est nécessaire de définir la distribution horaire du débit maximal quotidien pour notre site, les coefficients d'utilisation horaire sont fixés en fonction de la population de la zone d'étude.
Avec :

$$Q_h = \frac{C_h \times Q_{max\,j}}{100} \quad \text{..... (II.12)}$$

Tel que :

- Q_h : débit horaire nécessaire (m^3/h) ;
- C_h : pourcentage horaire (%) ;
- $Q_{max\,j}$: débit maximum journalière (m^3/j) ;

Le débit horaire d'une agglomération peut fluctuer en fonction de : la taille de l'agglomération, les routines journalières des résidents, etc. Le tableau en annexe illustre la fluctuation des débits horaires sur une journée en relation avec le nombre d'habitants :

a. Zone ACL

La population de ACL se trouve entre 10001 et 50000 habitants, ce qui correspond à la première colonne du tableau des répartitions horaires du débit maximal journalier.
Le tableau suivant donne la consommation horaire de la journée en fonction du nombre d'habitant pour la zone ACL :

Tableau II.16 : variation de la consommation horaire pour la zone ACL du site urbain.

Heures	Consommation de l'agglomération		Cumul	
	C_h %	Q_h (m3/h)	C_h %	Q (m3/h)
0-1	1,5	44,07	1,5	44,07
1-2	1,5	44,07	3	88,13
2-3	1,5	44,07	4,5	132,20
3-4	1,5	44,07	6	176,27
4-5	2,5	73,44	8,5	249,71
5-6	3,5	102,82	12	352,53
6-7	4,5	132,20	16,5	484,73
7-8	5,5	161,58	22	646,31
8-9	6,25	183,61	28,25	829,91
9-10	6,25	183,61	34,5	1013,52
10-11	6,25	183,61	40,75	1197,13
11-12	6,25	183,61	47	1380,74
12-13	5	146,89	52	1527,63
13-14	5	146,89	57	1674,52

14-15	5,5	161,58	62,5	1836,09
15-16	6	176,27	68,5	2012,36
16-17	6	176,27	74,5	2188,62
17-18	5,5	161,58	80	2350,20
18-19	5	146,89	85	2497,09
19-20	4,5	132,20	89,5	2629,29
20-21	4	117,51	93,5	2746,80
21-22	3	88,13	96,5	2834,93
22-23	2	58,76	98,5	2893,68
23-24	1,5	44,07	100	2937,75
total	100	2937,75		

- ✓ Selon les données du tableau de fluctuation des débits, on observe que les périodes de forte consommation s'étendent de 8 heures à 12 heures, avec un débit horaire maximal prévu à **183,61** (m3/h), tandis que la consommation minimale est estimée à **44,07** (m3/h) entre 23 heures et 4 heures.

La figure suivante représente la consommation horaire pour la zone ACL :

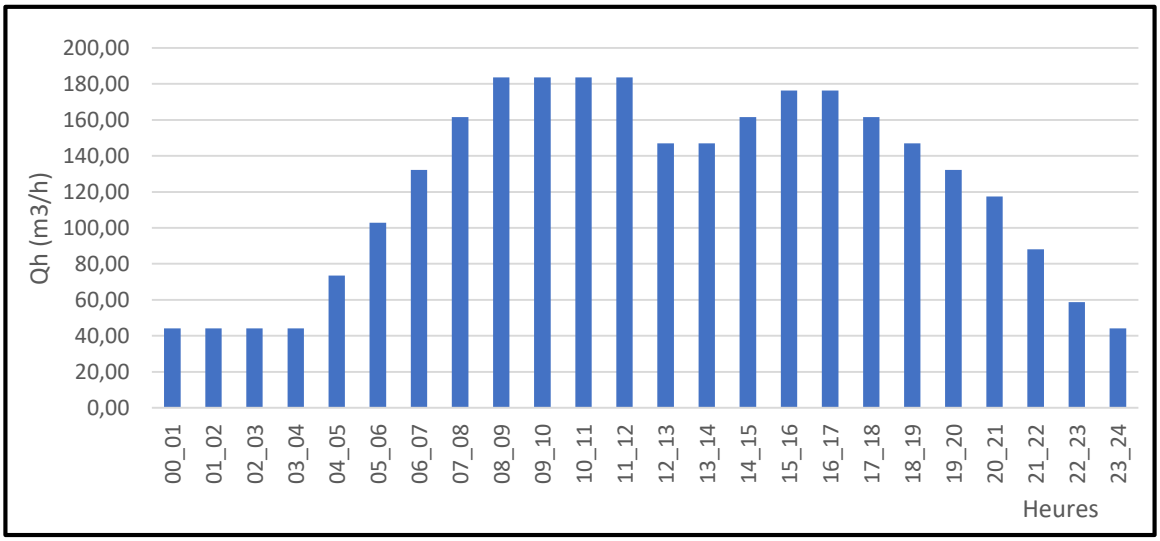


Figure II.1 : Graphique de la consommation horaire dans la zone ACL.

Cette figure représente le cumul consommation horaire dans la zone ACL :

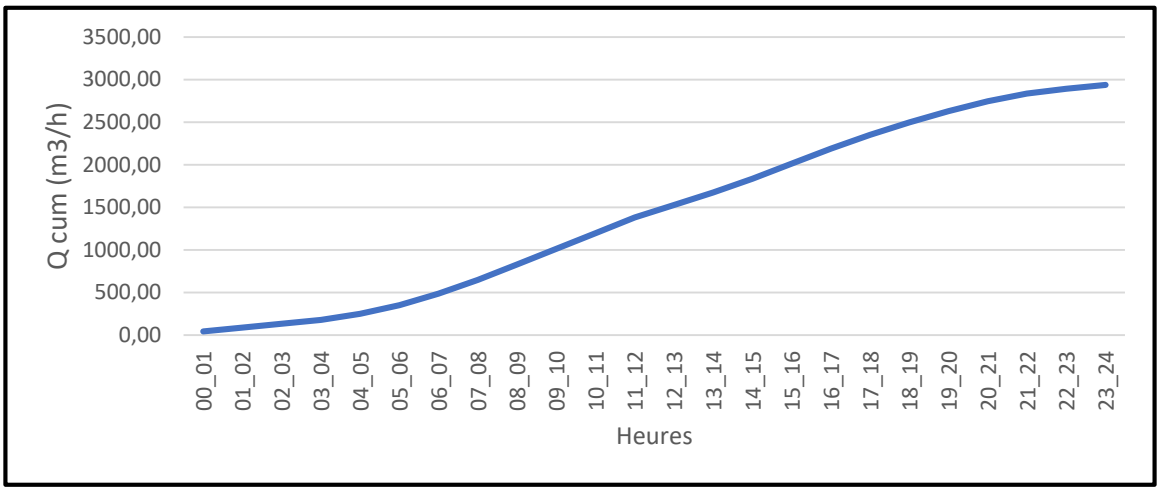


Figure II.2 : Courbe des débits cumulés de la zone ACL.

b. Zone AS :

La population de AS se trouve < 10000 habitants, ce qui correspond à la première colonne du tableau des répartitions horaires du débit maximal journalier.

Le tableau suivant donne la consommation horaire de la journée en fonction du nombre d'habitant pour la zone AS :

Tableau II.17 : variation de la consommation horaire pour la zone AS du site urbain.

Heures	Consommation de l'agglomération		cumul	
	C_h %	Q_h (m3/h)	C_h %	Q (m3/h)
0-1	1	5,49	1	5,49
1-2	1	5,49	2	10,98
2-3	1	5,49	3	16,47
3-4	1	5,49	4	21,96
4-5	2	10,98	6	32,94
5-6	3	16,47	9	49,41
6-7	5	27,45	14	76,85
7-8	6,5	35,68	20,5	112,53
8-9	6,5	35,68	27	148,22
9-10	5,5	30,19	32,5	178,41
10-11	4,5	24,70	37	203,11
11-12	5,5	30,19	42,5	233,30
12-13	7	38,43	49,5	271,73
13-14	7	38,43	56,5	310,16
14-15	5,5	30,19	62	340,35
15-16	4,5	24,70	66,5	365,05

16-17	5	27,45	71,5	392,50
17-18	6,5	35,68	78	428,18
18-19	6,5	35,68	84,5	463,86
19-20	5	27,45	89,5	491,31
20-21	4,5	24,70	94	516,01
21-22	3	16,47	97	532,48
22-23	2	10,98	99	543,46
23-24	1	5,49	100	548,95
total	100	548,95		

- ✓ Selon les données du tableau de fluctuation des débits, on observe que les périodes de forte consommation s'étendent de 12 heures à 14 heures, avec un débit horaire maximal prévu à **38,43** (m3/h), tandis que la consommation minimale est estimée à **5,49** (m3/h) entre 23 heures et 4 heures.

La figure suivante représente la consommation horaire pour la zone AS :

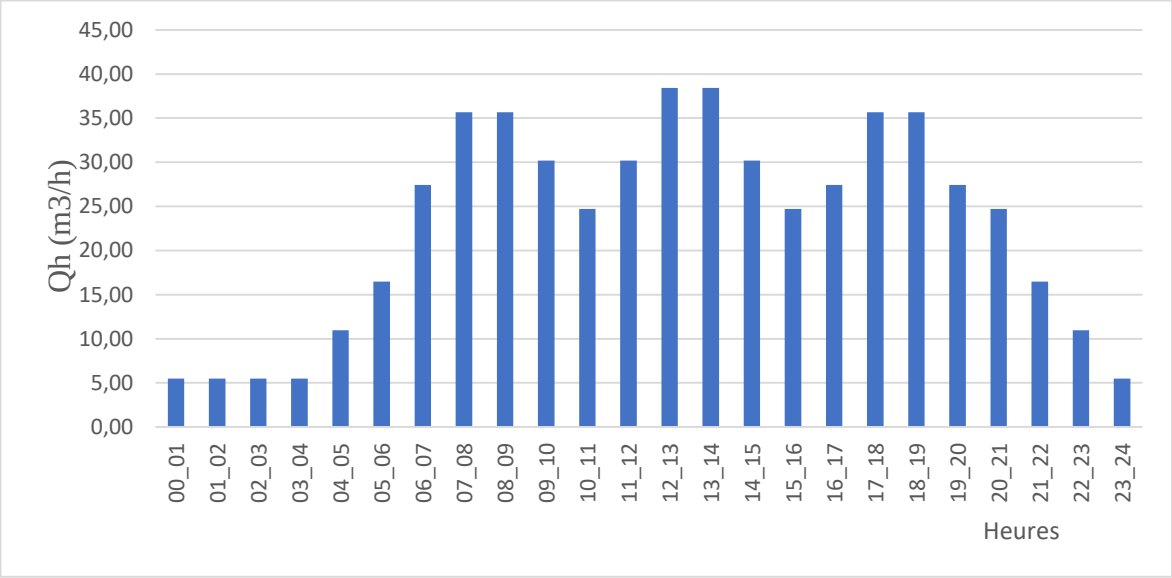


Figure II.3 : Graphique de la consommation horaire dans la zone AS.

Cette figure représente le cumul consommation horaire dans la zone AS :

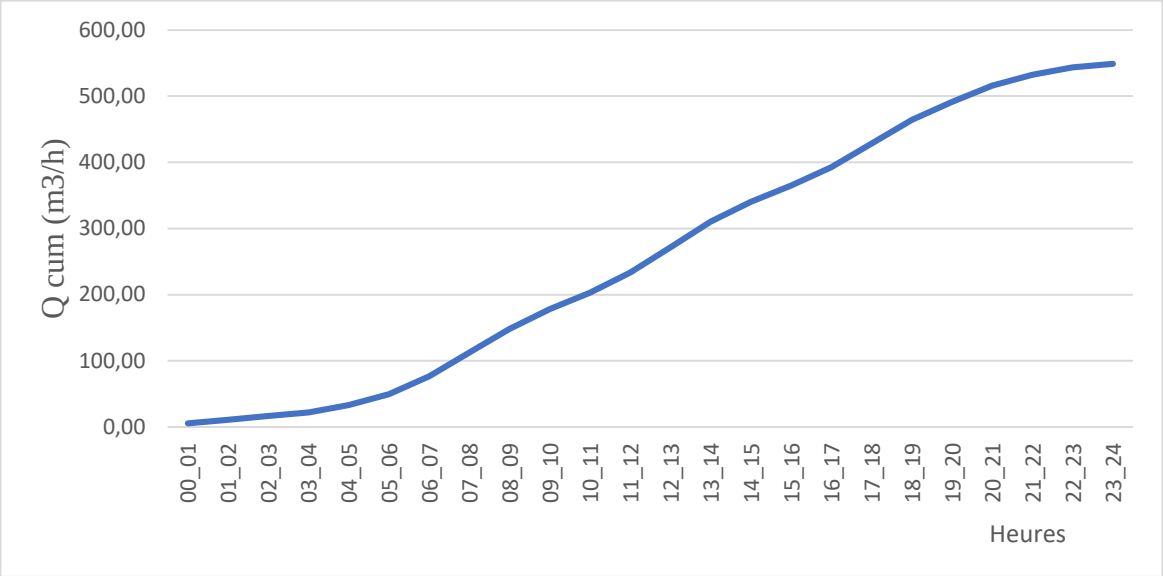


Figure II.4 : Courbe des débits cumulés de la zone AS.

c. Zone Eparse :

La population de la zone éparse se trouve de 10001 à 50000 habitants, ce qui correspond à la deuxième colonne du tableau des répartitions horaires du débit maximal journalier.
Le tableau suivant donne la consommation horaire de la journée en fonction du nombre d'habitant pour la zone éparse :

Tableau II.18 : Variation de la consommation horaire pour la zone éparse du site urbain.

Heures	Consommation de l'agglomération		cumul	
	C_h %	Q_h (m3/h)	C_h %	Q (m3/h)
0-1	1,5	27,60	1,5	27,60
1-2	1,5	27,60	3	55,20
2-3	1,5	27,60	4,5	82,80
3-4	1,5	27,60	6	110,41
4-5	2,5	46,00	8,5	156,41
5-6	3,5	64,40	12	220,81
6-7	4,5	82,80	16,5	303,62
7-8	5,5	101,21	22	404,82
8-9	6,25	115,01	28,25	519,83
9-10	6,25	115,01	34,5	634,84
10-11	6,25	115,01	40,75	749,84
11-12	6,25	115,01	47	864,85

12-13	5	92,01	52	956,86
13-14	5	92,01	57	1048,86
14-15	5,5	101,21	62,5	1150,07
15-16	6	110,41	68,5	1260,48
16-17	6	110,41	74,5	1370,88
17-18	5,5	101,21	80	1472,09
18-19	5	92,01	85	1564,09
19-20	4,5	82,80	89,5	1646,90
20-21	4	73,60	93,5	1720,50
21-22	3	55,20	96,5	1775,71
22-23	2	36,80	98,5	1812,51
23-24	1,5	27,60	100	1840,11
total	100	1840,11		

- ✓ Selon les données du tableau de fluctuation des débits, on observe que les périodes de forte consommation s'étendent de 8 heures à midi, avec un débit horaire maximal prévu à **115,01** (m3/h), tandis que la consommation minimale est estimée à **27,6** (m3/h) entre 23 heures et 4 heures.

La figure suivante représente la consommation horaire pour la zone éparse :

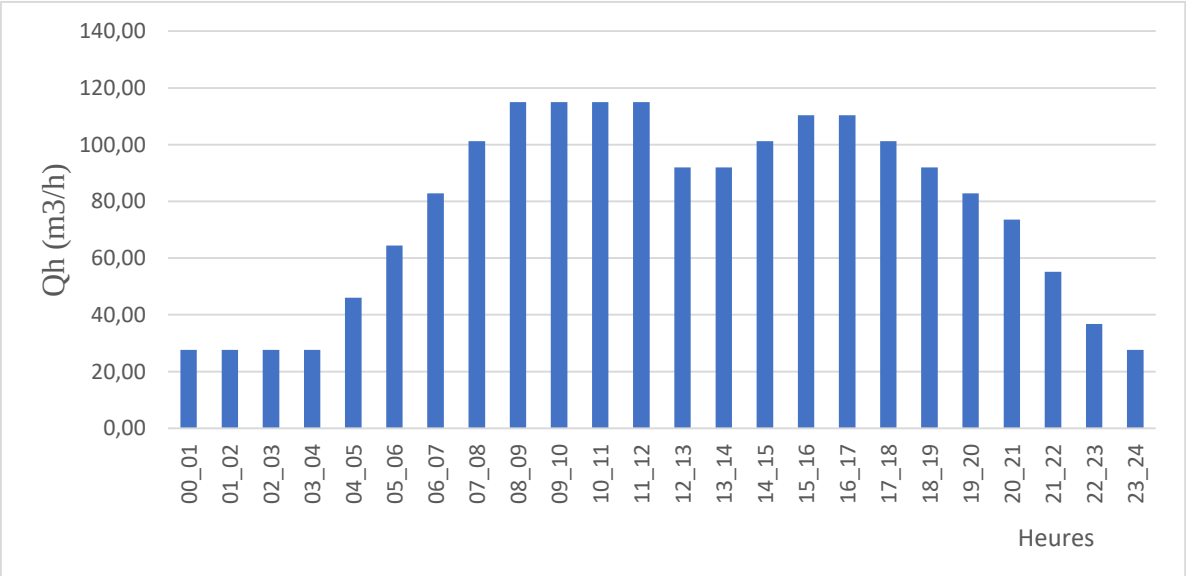


Figure II.5 : Graphique de la consommation horaire dans la zone éparse.

Cette figure représente le cumul consommation horaire dans la zone éparse :

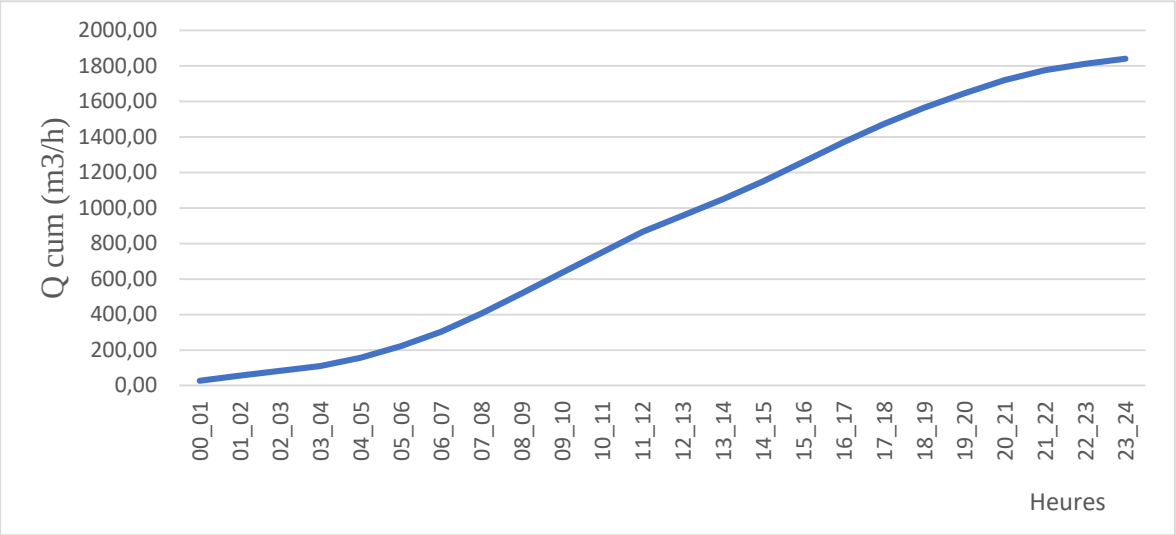


Figure II.6 : Courbe des débits cumulés de la zone éparse.

- ✓ Selon les données de fluctuation des débits, on observe que les périodes de forte consommation s'étendent de 12 heures à 14 heures pour les zones ACL et AS, de 8 heures à midi pour la zone éparse, avec un débit horaire maximal prévu à **332,93** (m3/h), tandis que la consommation minimale est estimée à **79,90** (m3/h) entre 23 heures et 4 heures.

II.5. Bilan ressources disponibles/demande en eau potable :

Ce bilan est présenté à travers les données du tableau II.19, qui montre une insuffisance en matière de satisfaction en eau potable et qui est traduira dernier par un déficit calculé. Ce dernier est la différence entre les besoins en eau demandés et la disponibilité actuelle en eau. Ceci est nécessaire pour répondre aux exigences en matière d'eau à l'horizon 2055. Étant donné que les zones identifient un faible débit de ravitaillement, il est essentiel de quantifier ce déficit pour dimensionner le réseau d'adduction.

Le tableau ci-après représente le déficit journalier à combler pour chaque localité.

Tableau II.19 : Déficits à combler à l'horizon 2055.

Zone	Besoins en eau à l'an 2055 en (m3/j)	Production en eau existante en (m3 /j)	Déficit en (m3 /j)
ACL	2448,13	1400	1048,13
AS	457,46	200	257,46
Zone éparse	1533,42	0	1533,42
total	4439,01	1600	2839,01

- ✓ Le débit par lequel on dimensionne notre réseau, pour l'horizon 2055, est de **2839,01** m^3/j,

L'histogramme ci-dessous représente la répartition des déficits à combler par localité.

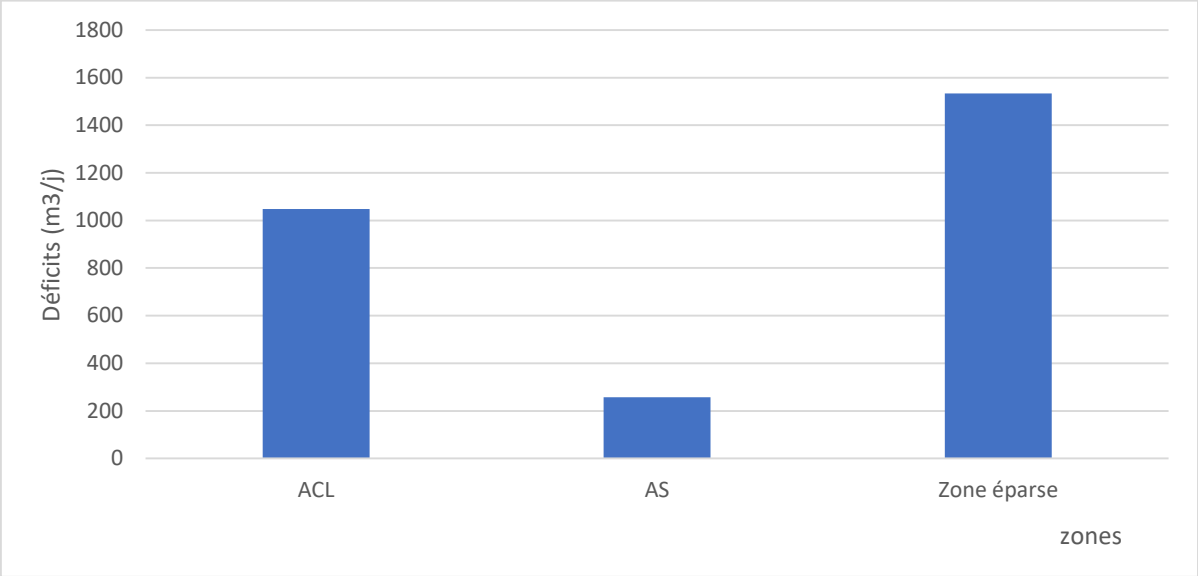


Figure II.7 : Répartition des déficits à combler à l'horizon 2055.

Conclusion

Pour conclure ce segment dédié à l'évaluation des besoins en eau, il est judicieux de synthétiser les résultats majeurs obtenus. Le tableau ci-dessous résume de façon concise les besoins en eau prévus en fonction des différentes phases de consommation, des types d'utilisation, etc.

Tableau II.20 : Synthèse des besoins en eau estimés.

	Désignation	Résultats				Unité
		ACL	AS	Zone Eparse	Total	
	Population	12341	2306	11595	26242	Habitants
Consommation moyenne journalière nette	**Domestique**	1851,15	345,9	1159,5	3356,55	m^3/j
	Équipements	277,67	51,88	173,92	503,47	m^3/j
Total		**2128,81**	**397,8**	**1333,42**	**3860,02**	**m^3/j**
Consommation moyenne journalière total	**Domestique**	2128,81	397,8	1333,42	3860,03	m^3/j
	Équipements	319,32	59,66	200	578,98	m^3/j
Total		**2448,13**	**457,46**	**1533,42**	**4439,01**	**m^3/j**
Consommation maximale journalière		2937,75	548,95	1840,11	5326,81	m^3/j
Consommation journalière minimale		1958,51	365,97	1226,73	3551,21	m^3/j
Variations horaires des débits	**Moyen horaire**	122,41	22,87	76,67	221,95	m^3/h
	Maximum horaire	183,61	38,43	115,01	332,93	m^3/h
	Minimum horaire	44,07	5,49	27,6	79,90	m^3/h

Chapitre III :
Etude de stockage

Introduction :

Le réservoir, une structure hydraulique conçue pour la conservation de l'eau, joue un rôle crucial en servant de lien entre l'adduction et la distribution. Sa conception nécessite une estimation correcte de sa capacité pour assurer son efficacité opérationnelle.

III.1. Destination des réservoirs :

Les réservoirs d'approvisionnement assurent les fonctions suivantes :

- Conserver l'eau durant les périodes de moindre usage et la libérer quand la demande s'accroît (moments de grande consommation).
- Garantir la sûreté lors de coupures, de réparations et d'extensions du réseau, tout en assurant la disponibilité de la réserve incendie.
- Prévenir les dépressions sur les conduites lors d'une interruption de pompe dans un flux refoulement-gravitaire (réservoirs de régulation).
- Réguler les pressions au sein du réseau de distribution.
- Ajuster les flux entre le mode d'apport et le mode de distribution.
- Régularité dans le fonctionnement du pompage.
- Fractionner la charge en cas de distribution par paliers (pression excessive).
-

III.2. Classification des réservoirs :

On peut classer les réservoirs selon les critères suivants :

- ✓ Selon le matériau de construction.
- ✓ Selon la situation des lieux (leur position par rapport au terrain naturel).
- ✓ En fonction de la forme de la cuve.
- ✓ En fonction de l'usage.

III.3. Equipements du réservoir : [7]

Le réservoir devrait être pourvu de :

- ➢ **Conduite d'arrivée**
- ➢ **Conduite de départ**
- ➢ **Conduite de trop plein**
- ➢ **Conduite de vidange**
- ➢ **Conduite by-pass**
- ➢ **Matérialisation de la réserve d'incendie :**

Il s'agit d'une configuration particulière des conduits, nous faisant identifier deux sortes de systèmes :

- Système à siphon
- Système à deux prise

Le fonctionnement d'un réservoir est illustré dans la figure (III.1).

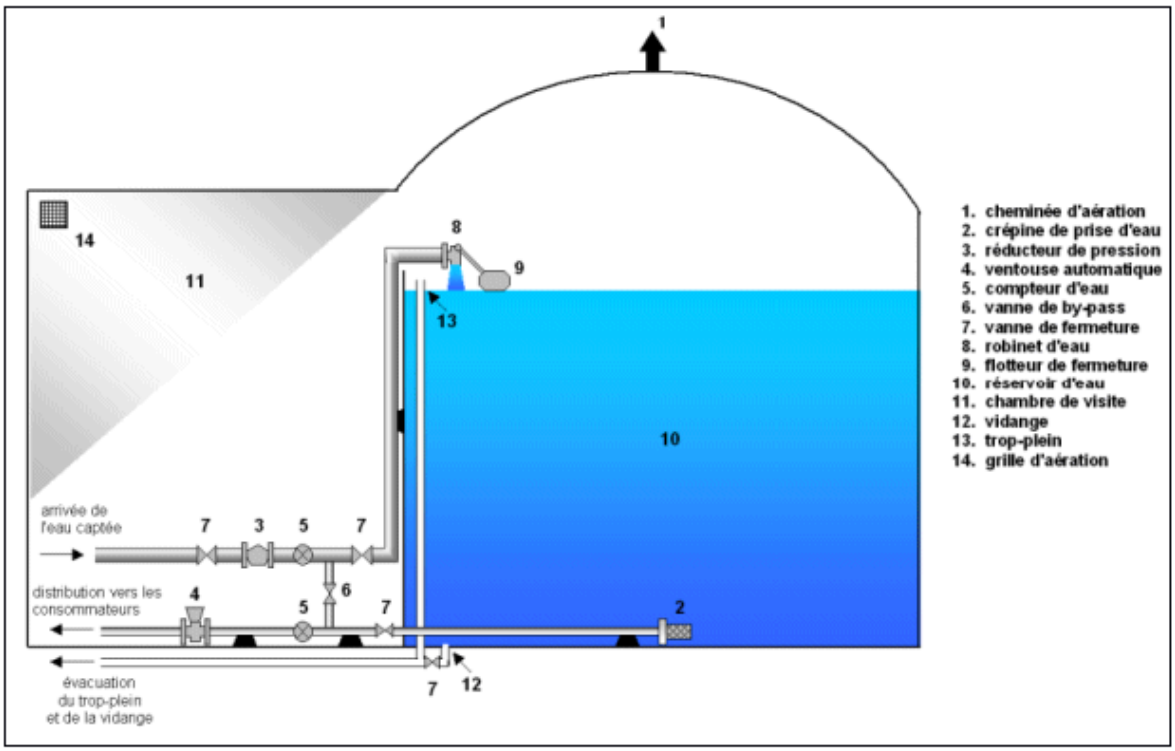


Figure III.1: Schéma de fonctionnement d'un réservoir.(Source : Syndicat de la Faye - Réseau > Réservoirs)

III.4. Emplacements et altitudes des réservoirs : [7]

L'emplacement d'un réservoir est déterminé par la topographie et doit assurer une pression suffisante durant les moments de demande maximale. Par conséquent, l'élévation du radier doit dépasser la valeur piézométrique. La plus haute exigence requise au sein du réseau de distribution.

III.5 Capacité des réservoirs d'approvisionnement :

Un réservoir est dimensionné pour s'adapter aux fluctuations quotidiennes de la consommation.

III.5.1. Cas d'une adduction par refoulement :

III.5.1.1. Méthode analytique :

L'approche analytique implique le calcul du résidu dans le réservoir à chaque heure du jour, en tenant compte des flux entrants et sortants du réservoir. Le volume de régulation sera :

$$V_u = \frac{\alpha \times Q_{maxj}}{100} \quad \text{.....(III.1)}$$

Avec :

$\boldsymbol{Vu}$: Volume utile en (m^3).

$\boldsymbol{\alpha}$: fraction horaire du débit maximum journalier (%).

$\boldsymbol{Q\text{max } j}$: consommation maximum journalier en (m^3 /j).

Le volume total est calculé en additionnant le volume d'incendie au volume utile.

$$Vt = Vu + Vinc \quad \text{.....(III.2)}$$

Avec :

V_t : volume total du réservoir en (m^3).

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

Tableau III.1 : Evaluation du volume utile du réservoir pour le réservoir de MJOUDA (zone éparse).

Heures	Régime de consommation en (%)	Refoulement d'eau en (%)	Arrivé d'eau au réservoir	Départ d'eau au réservoir	Reste dans le réservoir
0-1	1	0	1		1
1-2	1	0	1		2
2-3	1	0	1		3
3-4	1	0	1		4
4-5	2	5		3	1
5-6	3	5		2	-1
6-7	5	5	0		-1
7-8	6,5	5	1,5		0,5
8-9	6,5	5	1,5		2
9-10	5,5	5	0,5		2,5
10-11	4,5	5		0,5	2
11-12	5,5	5	0,5		2,5
12-13	7	5	2		4,5
13-14	7	5	2		6,5
14-15	5,5	5	0,5		7
15-16	4,5	5		0,5	6,5
16-17	5	5	0		6,5
17-18	6,5	5	1,5		8
18-19	6,5	5	1,5		9,5
19-20	5	5	0		9,5
20-21	4,5	5		0,5	9
21-22	3	5		2	7
22-23	2	5		3	4
23-24	1	5		4	**0**

Selon le tableau précédent et les calculs réalisés dans le chapitre antérieur, on obtient les résultats suivants :

Tableau III.2 : Capacités de stockage de la commune de MJOUDA.

Commune	**$Q_{max\ j}$ (m^3/j)**	**α (%)**	**V_u (m^3)**	**V_t (m^3)**	**V_t Normalisé (m^3)**
MJOUDA	185,27	9,5	17,6	137,6	200

Tableau III.3 : Evaluation du volume utile du réservoir pour le réservoir d'EL MROUDJ (zone éparse).

Heures	Régime de consommation en (%)	Refoulement d'eau en (%)	Arrivé d'eau au réservoir	Départ d'eau au réservoir	Reste dans le réservoir
0-1	1	0	1		1
1-2	1	0	1		2
2-3	1	0	1		3
3-4	1	0	1		4
4-5	2	5		3	1
5-6	3	5		2	-1
6-7	5	5	0		-1
7-8	6,5	5	1,5		0,5
8-9	6,5	5	1,5		2
9-10	5,5	5	0,5		2,5
10-11	4,5	5		0,5	2
11-12	5,5	5	0,5		2,5
12-13	7	5	2		4,5
13-14	7	5	2		6,5
14-15	5,5	5	0,5		7
15-16	4,5	5		0,5	6,5
16-17	5	5	0		6,5
17-18	6,5	5	1,5		8
18-19	6,5	5	1,5		9,5
19-20	5	5	0		9,5
20-21	4,5	5		0,5	9
21-22	3	5		2	7
22-23	2	5		3	4
23-24	1	5		4	**0**

Selon le tableau précédent et les calculs réalisés dans le chapitre antérieur, on obtient les résultats suivants :

Tableau III.4 : Capacités de stockage de la commune d'EL MROUDJ.

Commune	**$Q_{max\ j}$ (m^3/j)**	**α (%)**	**V_u (m^3)**	**V_t (m^3)**	**V_t Normalisé (m^3)**
EL MROUDJ	681,02	9,5	64,7	124,7	200

III.5.2. Cas d'une adduction gravitaire :

Si on a un débit constant limité qui est supérieur à celui du réservoir, il peut être avantageux de mettre en place une alimentation intermittente pour réduire la taille du réservoir, à condition que le débit horaire disponible Q_a (débit d'apport) soit plus élevé que le débit moyen horaire Q_{moy}, h de la journée.

Il est clair que si Qa dépasse ou est égal à $Q_{max,\ h}$, le flux d'alimentation peut toujours répondre à la demande et le réservoir devient superflu. Ainsi, le problème de la capacité effective du réservoir se pose lorsque [6] :

$$Q_{moy\,h} < Q_a < Q_{\max h} \quad \text{(III.6)}$$

Dans ce contexte, le pic de consommation le plus crucial se produit le matin entre 7h et 11h environ, période à laquelle la demande peut atteindre $Q_{max,\,h}$. Ainsi, durant ces quatre heures, il sera nécessaire d'ajouter à l'apport constant Qa un volume équivalent en eau [6] :

$$\boldsymbol{V = 4 \times (Q_{max\,h} - Q_a)} \quad \text{(III.7)}$$

Tel que :

V : la capacité nécessaire du réservoir à projeter ;

$Q_{max,\,h}$: Débit maximal horaire (m^3/h) ;

Qa : débit d'apport (m^3/h) ;

Tableau III.5 : Volume des réservoirs terminaux alimentés gravitairement.

Réservoirs	$Q_{max\ h}$ (m^3/h)	Q_a (m^3/h)	V (m^3)	V_{inc} (m^3)	V + V_{inc} (m^3)	Vn (m^3)
ACL	226,296	122,4	415,585	120	535,585	600
RIHAN	67,284	14,4	211,536		331,536	400
EL HOUADFIA	67,284	14,4	211,536		331,536	400
EL MAGROUNE	38,484	14,4	96,336		216,336	300
EDRADER	57,6	24,084	57,6		177,6	200
AIN EL KHACHBA	75,096	7,812	269,136		389,163	400

III.6. Dimensionnement des réservoirs du système d'adduction :

Dans le cadre de notre projet, les réservoirs à prévoir sont : quatre réservoirs d'aspiration à la station de pompage, un réservoir tampon et des réservoirs finaux pour chaque localité.

III.6.1. Volume de la bâche d'aspiration :

$$V_{B.A} = V_u + V_s + V_a \quad \text{(III.8)}$$

Où ; $V_u = \frac{Q\left(\frac{1}{n}\right)}{4(N-1)}$ $\quad et \quad$ $V_s = \frac{Q \times T}{2}$

Avec :

- **Q** : le débit nécessaire (m^3/h) ;
- **n** : nombre de démarrages de la pompe par heure (Caprari) ;
- **N** : nombre de pompes identiques ;
- **T** : temps de fermeture de la vanne (45 min) (SALAH.B).
- $\boldsymbol{V_a}$: volume de sécurité d'alarme

On ajoute un volume de sécurité d'alarme :

$$V_a = S \times h \quad \text{(III.9)}$$

Avec :

- **V** : volume de sécurité d'alarme (m^3) ;
- **S** : surface libre de la bâche (m^2)

$$S = \frac{V_u + V_S}{H} \quad \text{(III.10)}$$

On prend H = 3m.

- **h** : hauteur réservée pour le volume d'alarme (h = 10 cm).

Tableau III.6 : Résultats de dimensionnement des bâches d'aspiration.

Bâche	**Q (l/s)**	**Q (m^3/h)**	**n**	**N**	**T (min)**	**Vu (m^3)**	**V_s (m^3)**	**V_a (m^3)**	**V (m^3)**	**V_n (m^3)**
SP 01	65	234	5	4	45	3,9	87,75	0,31	119,45	150
SP 02	62,86	226,296	5	2	45	11,31	84,86	0,32	125,34	150
SP 03	28,86	103,896	5	2	45	5,19	38,96	0,15	57,54	75
SP 04	20,86	75,096	10	4	45	0,63	28,16	0,096	37,52	50

III.6.2. Dimensionnement du réservoir tampon :

Le réservoir prévu est approvisionné par pompage à partir de la station de pompage, en véhiculant l'eau gravitairement vers quatre sites.

Le volume du réservoir tampon est donné par la méthode suivante :

$$\boldsymbol{V = V_r + V_s + V_a} \quad \text{(III.11)}$$

V_r : volume de régulation ;

$$V_r = Q \times \frac{T}{4} \quad \text{(III.12)}$$

Q : le débit transité dans la conduite ;

T : duré égal à 45 minutes ;

V_s : Volume de sécurité ;

$$\boldsymbol{V_s = Q \times \frac{t}{2}} \quad \text{(III.13)}$$

t : temps de fermeture de la vanne (15 min) ;

Va : volume correspondant au signal d'alarme.

$$V_a = S \times h \quad \text{(III.14)}$$

$$\boldsymbol{S = \frac{(V_r + V_s)}{H}} \quad \text{(III.15)}$$

h : Hauteur proposée pour le réservoir = 10 cm.

Tableau III.7 : Calcul du volume du réservoir tampon.

Q (m^3/h)	V_r (m^3)	V_s (m^3)	$V_s + V_s$ (m^3)	S (m^3)	V_a (m^3)	V (m^3)	$V_{normalisé}$ (m^3)
1121,4	210,26	140,175	350,435	70,087	7	357,435	500

III.6.3. Dimensionnement du réservoir d'eau à traiter :

➢ ***Le volume de réservoir traiter :***

$V_R = V_{reg} + V_{inc} + V_{lav}$ = **654,18(m^3)**

V_{reg} = (10÷15) %*$V_{max\ j}$=10%×5326,81= **532,681 (m^3)**

V_{inc} = (80÷120) = **120 (m^3)**

V_{lav}= (2÷8) % Vmax j =2%×5326,81=**106,54 (m^3)**
V_{maxj} =Q_{maxj}×1 jour=5326,81 **(m^3)**
Donc V_n = 1000 m^3

- **La hauteur de réservoir :**

On prend la hauteur de réservoir **H= 5m**

- **La surface de réservoir :** $S = \frac{V_R}{H} = 200m^3$
- **Le diamètre de réservoir** $D = \sqrt{\frac{4\times S}{\pi}} = 15,96m$

III.6.4. La forme et les dimensions des réservoirs :

En ce qui concerne la forme, nous favorisons généralement les réservoirs de forme circulaire pour ceux ayant une capacité inférieure à 10 000 m³.
Diamètre de la cuve :

$$V_n = h \times S \quad \text{.....(III.16)}$$

$$D = \sqrt{\frac{4\times V_n}{\pi\times h}} \quad \text{.....(III.17)}$$

Avec :

- **Vn :** capacité normalisée du réservoir (m3) ;
- **S :** section du réservoir (m2) ;
- **D :** diamètre de la cuve (m) ;
- **h :** hauteur utile optimale d'eau varie entre 3 et 6(m).

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

$$H_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} \quad \text{.....(III.18)}$$

Avec :

- **Vinc :** : le volume requis pour l'incendie est de 120 m3 ;
- **S :** section du réservoir (m2).

La hauteur totale de réservoir :

$$H = h + R \quad \text{.....(III.19)}$$

Avec :

- **R** = revanche, qui varie entre 0.25 et 1 m.

Le tableau ci-dessous présente les dimensions des réservoirs.

Tableau III.8 : Dimensions des réservoirs.

Réservoirs	**Volume (m^3)**	**h (m)**	**S (m^2)**	**D (m)**	**R (m)**	**H (m)**	**H_{inc} (m)**	**Cote terrain naturel (m)**
Réservoir d'eau à traité	1000	5	200	15,96	0,5	5,5	**0,6**	155
Réservoir tampon	500	4	125	13	0,5	4,5	-	800
Bâche SP 01	150	3	50	8	0,5	3,5	-	155

Bâche SP 02	150	3	50	8	0,5	3,5	-	313
Bâche SP 03	75	3	25	6	0,5	3,5	-	447
Bâche SP 03	50	3	16,67	5	0,5	3,5	-	669
MDJOUDA	200	3	66,67	10	0,5	3,5	1,8	260
EL MROUDJ	200	3	66,67	10	0,5	3,5	1,8	620
ACL	600	4	150	14	0,5	4,5	0,8	196
RIHAN	400	3	133,33	14	0,5	3,5	0,9	729
EL HOUADFIA	400	3	133,33	14	0,5	3,5	0,9	585
EL MAGROUNE	300	3	100	12	0,5	3,5	1,2	492
EDRADER	200	3	66,67	10	0,5	3,5	1,8	474
AIN EL KHACHBA	400	3	133,33	14	0,5	3,5	0,9	573

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons été en mesure d'évaluer la capacité de différents réservoirs et des bâches d'aspiration. La sélection des dimensions est grandement déterminée par la méthode de remplissage et l'utilisation tout au long de la journée. Pour ce qui est de la longueur du réseau d'alimentation, un réservoir de stockage d'une capacité de 500 m^3 a été envisagé. Il aura une forme circulaire.

Chapitre IV :
Etude de l'adduction

Introduction :

Le processus d'adduction des eaux implique l'analyse des données du site du projet et des ressources, tant sur le plan technique qu'économique, pour transporter l'eau prélevée de sa source vers son lieu de stockage ou directement vers les zones où elle sera utilisée. Ce chapitre vise à réaliser une étude technico-économique pour dimensionner le réseau d'adduction nécessaire à l'approvisionnement en eau potable des différentes localités, afin de pallier à leur déficit en la matière.

IV.1. Type d'adduction : [2]

On peut classer les adductions de la manière suivante :

- ✓ Adduction gravitaire.
- ✓ Adduction par refoulement.
- ✓ Adduction mixte.

IV.1.1. Adduction gravitaire :

Dans une adduction gravitaire, la source se trouve à une hauteur supérieure par rapport à l'installation de réception et le flux d'eau s'effectue sous l'influence de la gravité, c'est-à-dire par le biais de la pente.

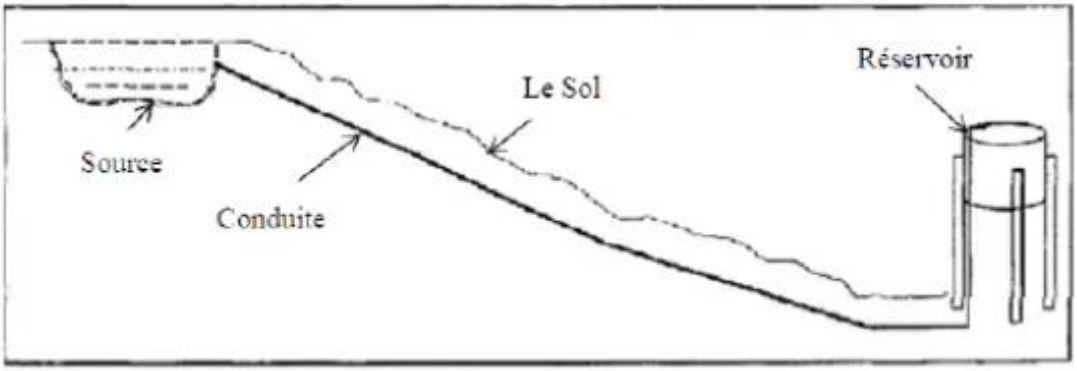


Figure IV.1 : Adduction gravitaire (Source : Scribd, "5-Adduction de l'Eau Potable").

IV.1.2. Adduction par refoulement :

Dans une adduction par refoulement, la source est positionnée à une altitude plus basse que celle de l'infrastructure d'arrivée. Il est donc indispensable de mettre en place un système de pompage.

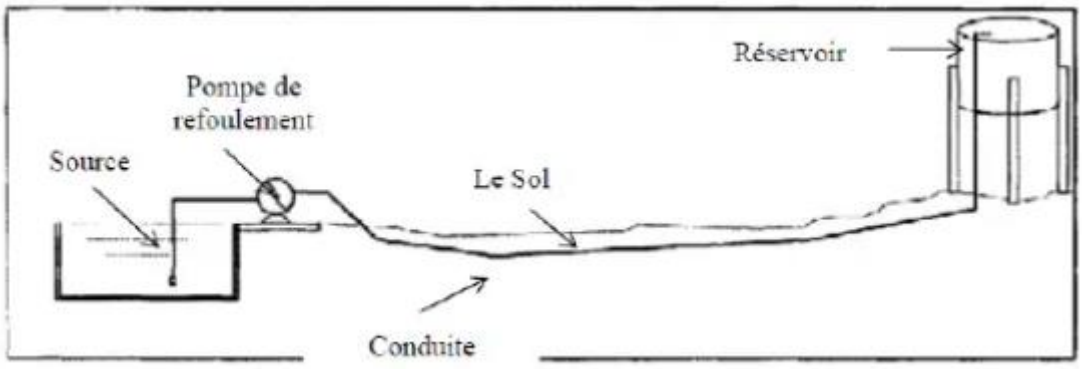


Figure IV.2 : Adduction par refoulement (Source : Scribd, "5-Adduction de l'Eau Potable").

IV.1.3. Adduction mixte :

Lorsqu'il est nécessaire d'avoir des sections où l'écoulement est gravitaire et d'autres où il est sous pression, en raison de la configuration du terrain, nous mettons alors en place un système d'adduction mixte.

IV.2. Types d'écoulement dans les conduites d'adduction : [7]

On distingue deux sortes d'écoulement :

IV.2.1. Ecoulement à surface libre :

Cela se produit uniquement dans les systèmes d'adduction gravitaire. Ainsi, cela dépend de la pente.

IV.2.2. Ecoulement en charge (sous pression) :

Les conduites sont complètement gorgées d'eau, et la pression interne dépasse celle de l'atmosphère. Cette pression est déterminée par les conditions aux points de départ et d'arrivée du tuyau, ainsi que par le flux instantané.

IV.3. Choix de tracé :

Lors de la sélection du parcours d'adduction, il est impératif de prendre en compte certains critères que nous tenons autant que possible à respecter, tels que :

- Le parcours doit être aussi court que possible entre la source et le réservoir d'accumulation sur et sous profondeur, pour des raisons économiques (coûts d'investissement).
- Sur les sections élevées du parcours, il peut se former des poches d'air difficiles à disperser ou des ventouses peuvent être nécessaires, ce qui souligne l'importance d'éviter autant que possible les pentes inversées.
- Également, il faut éviter les profils horizontaux qui pourraient perturber le flux de l'écoulement.
- Il serait idéal de respecter les bordures des routes pour simplifier les opérations de construction et la livraison des matériaux.
- L'évaluation des conditions d'établissement de cette canalisation, tant sur le plan technico-économique

IV.4. Choix de matériaux de canalisation :

Pour construire une conduite, on peut se procurer différents types de tuyaux. On peut les catégoriser selon les matériaux employés pour leur fabrication. Ainsi, On peut citer : la fonte, l'acier, PEHD, etc.

Plusieurs critères, comme la pression, le type de sol et les dépenses associées à leur acquisition et pose, déterminent le choix des tuyaux à employer.

IV.4.1. Conduites en PEHD :

Le PEHD offre de nombreux avantages, notamment :

- ✓ Une rugosité exceptionnelle (un faible coefficient de rugosité) ;
- ✓ Une solide résistance face aux forces internes et externes ;
- ✓ Une inertie face à la corrosion et aux interactions chimiques avec l'eau ;
- ✓ Sa disponibilité sur le marché ;

IV.4.2. Conduites en fonte ductile :

Les propriétés de la fonte comprennent :

- ✓ Un matériau noble capable de supporter des pressions élevées.
- ✓ N'est pas sujet à la corrosion.

IV.5. Choix du tracé de l'adduction

En se basant sur le plan de masse du site d'étude et de sa topographie, nous proposons deux variantes du tracé de l'adduction. Ces variantes sont illustrées à travers les figures suivantes :

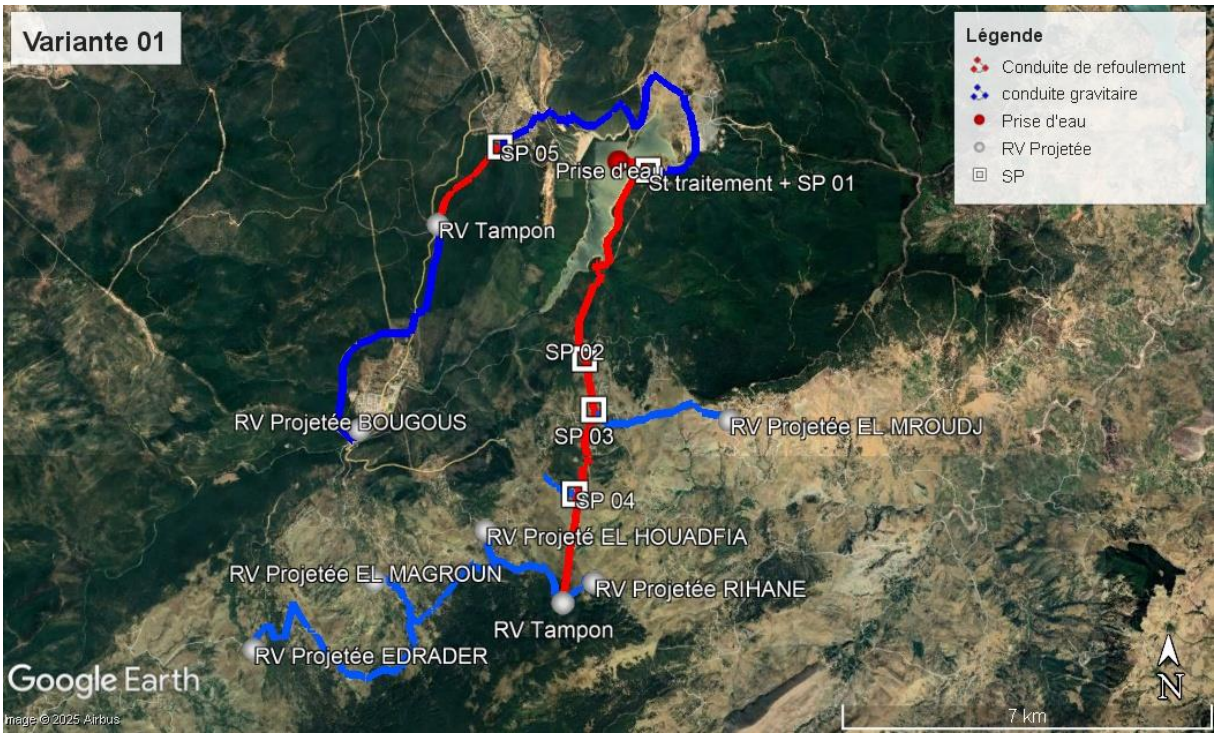


Figure IV.3 : Variante 01.

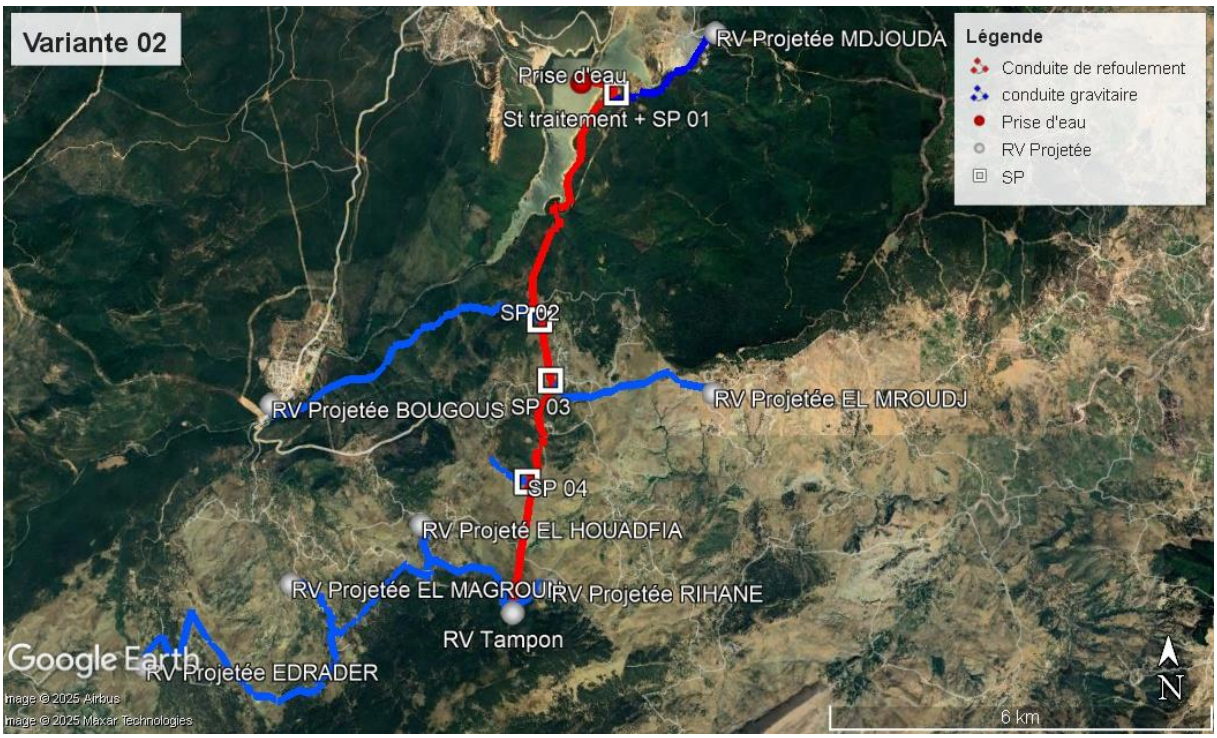


Figure IV.4 : Variante 02.

Dans le but de choisir le tracé le plus adéquat, nous avons procédé à une étude comparative entre les variantes proposées, comme le montre le tableau ci-après :

Tableau IV.1 : Comparaison entre les variantes proposées.

	Variante 01	**Variante 02**
Longueur de conduite de refoulement (m)	11415,58	9475,07
Longueur de conduite gravitaire (m)	29657,04	21898,24
Total de longueur (m)	41072,62	31373,31
Stations de pompage	05	04
Réservoir tampon	02	01
Passage (accès)	Il existe (route)	Il existe (route)
Terrain	Plus accidenté	Mois accidenté
Economiquement	Plus chère	Moins chère

Interprétation :

Vu les caractéristiques avantageuses que présente la variante 02 ; linéaire de l'adduction, nombre de stations de pompage, nombre de réservoir Tampon et une topographie plus favorable à la réalisation de notre projet ; c'est cette variante qui est retenue.

IV.6. Calcul hydraulique :

IV.6.1. Cas des conduites par refoulement :

Deux formules classiques sont employées pour déterminer les diamètres économiques des tuyaux de refoulement :

- ✓ Formule de BRESS : $\mathbf{D_{ec} = 1{,}5 \times \sqrt{Q}}$ ..... (IV -1)
- ✓ Formule de BONNIN : $\mathbf{D_{ec} = \sqrt{Q}}$ .....(IV -2)

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

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

Note : La formule de BRESS s'applique uniquement aux petits projets (longueur du conduite ≤ 1 Km).

IV.6.1.1. Calcul du diamètre économique :

Cette technique permet de résoudre les problèmes inhérents aux autres formules fournissant des diamètres économiques calculés.

Dans cette approche, on prend en compte plusieurs diamètres (habituellement une série de diamètres normalisés), et on effectue d'une part le calcul des coûts prenant en considération l'amortissement de la conduite et d'autre part, les frais d'exploitation. Cela permettra donc d'établir une courbe d'optimisation.

IV.6.1.2. Calcul de la hauteur manométrique globale :

On procédera au calcul de la hauteur manométrique totale comme suit :

$$\mathbf{HMT = H_g + \Sigma\Delta h} \quad \text{.....(IV -3)}$$

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

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

Nous avons mentionné auparavant que les pertes de charge singulières représentent environ 10% des pertes de charge linéaires, ce qui conduit à :

$$\Sigma\Delta h = 1{,}1 \times \Delta h_{Plin} \quad \text{.....(IV -4)}$$

Δh_{Plin}: Perte de charge linéaire (m).

$$\Delta h_{Plin} = \frac{8\times\lambda\times L\times Q^2}{\pi^2\times g\times D^5} \quad \text{(Formule de DARCY-WEISBAKH) .....(IV -5)}$$

g : Accélération de la pesanteur (m/s²) ;

Q : Débit à refouler (m3/s) ;

λ : Le coefficient de frottement dépend de la rugosité de la surface intérieure du tuyau et du type d'écoulement. On l'obtient grâce à la formule de Nikuradzé comme suit :

$$\lambda = (1{,}14 - 0{,}86\ln\left(\frac{\varepsilon}{D}\right))^{-2} \quad \text{.....(IV -6)}$$

ε: rugosité absolue de la conduite (mm) et D : diamètre de la conduite (mm) ;

IV.6.1.3. La puissance absorbée par la pompe :

$$P = \frac{\rho\times g\times HMT\times Q}{\eta} \quad \text{.....(IV -7)}$$

P: Puissance absorbée par la pompe (W)

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

ρ: Masse volumique de l'eau (Kg/m^3)

HMT : Hauteur manométrique totale (m)

Q : Débit à refouler (m^3 /s)

η : rendement de la station de pompage, tel que :

$$\eta = \eta_p \times \eta_m \times \eta_{re} \times \eta_{acc} \quad \text{.....(IV -8)}$$

ηp : Rendement de la pompe (Caprari)

ηm: Rendement du moteur (Caprari)

ηre: Rendement du réseau électrique (98%)

ηacc: Rendement de l'accouplement (100%)

IV.6.1.4. Energie consommée par le pompage :

C'est l'énergie consommée par la station de pompage le long d'une année.

$$E=P\times t\times 365 \quad \text{.....(IV -9)}$$

E : l'énergie consommée pendant une année (Kwh)

P : la puissance de pompage (Kw)

t : le temps de pompage par jour (h). Dans notre cas t=20 h.

IV.6.1.5. Frais d'amortissements :

Les frais d'amortissement sont donnés par la relation suivante :

$$Fam= Pu\times A \quad \text{.....(IV -10)}$$

Pu : prix de la conduite (DA)

A : Amortissement annuel, tel que :

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad \text{.....(IV -11)}$$

i: Taux d'annuité (i=8%)

n: nombres d'années d'amortissement (n=30ans)

Alors : $A = \frac{0,08}{(0,08+1)^{30}-1} + 0,08 \Rightarrow$ A=0.088

IV.6.1.6. Frais d'exploitation :

Les frais d'exploitations sont exprimés par la formule suivante :

$$F_{ex} = E \times e \quad \text{.....(IV -12)}$$

E : énergie consommée par la pompe par année (Kwh)

e : prix unitaire d'un Kwh,

e= 4.67DA (SONALGAZ, El Tarf)

IV.6.2. Cas de conduite gravitaire :

La méthode la plus courante pour déterminer la perte de charge due à un écoulement dans une conduite est celle proposée par DARCY-WEISBAKH, sous la forme :

$$\Delta H_t = \frac{K\prime \times L_e \times Q^{\beta}}{D_{av}^{m}} \quad \text{.....(IV -13)}$$

ΔHt : perte de charge totale (m) ;

K' : coefficient de perte de charge

Le : longueur équivalente de la conduite (m) ;

$$L_e = L_g + L_{e\varepsilon} \quad \text{.....(IV -14)}$$

Lg : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

Leε: Longueur équivalente des pertes de charge singulière (m) ;

Pour les adductions, on estime que les pertes de charge singulières représentent 10 % des pertes de charge totales linéaires.

$$\Delta H_t = 1,1 \times \Delta h_{Plin} \Rightarrow L_e = 1,1 \times L_g \quad \text{.....(IV -15)}$$

ΔHt : perte de charge totale (m) ;

Δh_{Plin}: Perte de charge linéaire (m) ;

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

Dav : Diamètre avantageux calculé de la conduite (m) ;

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

Les coefficients K', m et **β** sont fournis dans le tableau IV.2, en fonction du type de matériau.

Tableau IV.2: Coefficient K', m et β pour différents types du tuyau.

Tuyau	K'	m	β
Acier et fonte	0,00179 – 0,001735	5,1 – 5,3	1,9 – 2
Plastique	0,001052	4,772	2

On en déduit donc le diamètre déterminé pour la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' L_e Q^{\beta}}{\Delta H_t}} \quad \text{.....(IV -16)}$$

Nous choisissons des conduites en pehd et nous adoptons les valeurs suivantes : K' = 0,001052 ; β = 2 ; m = 4,772.

Vitesse d'écoulement :

Pour les conduites d'eau, la vitesse de flux idéale se situe entre 0,5 et 2 m/s. L'équation de continuité est utilisée pour déterminer la vitesse d'écoulement dans la conduite gravitaire :

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2} \quad \text{.....(IV -17)}$$

Avec :

- **Q** : débit véhiculé par l'adduction (m^3/s).
- **S=** $\frac{\pi \times D^2}{4}$; section de la canalisation (m^2).
- **V** : vitesse d'écoulement (m/s).
- **D** : diamètre de la conduite (m).

IV.7. Dimensionnement de l'adduction :

IV.7.1. Adduction par refoulement :

IV.7.1.1. Conduite 01 (Station de pompage 01 – Point de piquage 01) :

Ce segment fait le lien entre la station de pompage SP1 et le point de piquage 01, il s'étend sur une distance de 4019,51 m. Sa conception est fondée sur une analyse économique.

- Q = 65 l/s
- L = 4019,51 m
- Hg = 158 m

Calcul du diamètre économique :

L'estimation du diamètre économique va être déterminé en cherchant le diamètre optimal, à travers une étude technicoéconomique :

Calcul des frais d'exploitations :

Les coûts d'exploitation sont déterminés en fonction de l'énergie électrique utilisée pendant le pompage, et ce pour la gamme de diamètres obtenue.

On détermine les hauteurs manométriques totales associées aux divers diamètres.

Tableau IV.3 : Calcul de la HMT pour le tronçon SP1- Pp1.

DN (mm)	Dint (mm)	V (m/s)	Ɛ (mm)	λ	ΔHL(m)	ΔHs(m)	ΔHT(m)	Hg	HMT (m)
125	97	8,80	0,01	0,012	2003,898	200,390	2204,288	158	2362,29
160	124,2	5,37	0,01	0,012	555,810	55,581	611,391	158	769,39
200	155,2	3,44	0,01	0,011	175,089	17,509	192,598	158	350,60
250	194,2	2,20	0,01	0,011	54,816	5,482	60,298	158	218,30
315	244,6	1,38	0,01	0,010	16,602	1,660	18,262	158	176,26
400	310,6	0,86	0,01	0,010	4,825	0,482	5,307	158	163,31
500	388,4	0,55	0,01	0,010	1,519	0,152	1,671	158	159,67

Le tableau ci- après présente les coûts d'exploitation associés aux différents diamètres :

Tableau IV.4 : Calcul des frais d'exploitation ; tronçon SP1 – Pp1.

DN (mm)	Dint (mm)	t (heures)	Pabs (kw)	E (kwh)	Fex (DA)
125	97	20	2510,52	18326804,6	85586177,4
160	124,2	20	817,67	5968989,55	27875181,2
200	155,2	20	372,60	2719968,96	12702255
250	194,2	20	232,00	1693572,39	7908983,05
315	244,6	20	187,32	1367455,67	6386017,96
400	310,6	20	173,55	1266949,33	5916653,37
500	388,4	20	169,69	1238740,11	5784916,33

- **Calcul des frais d'investissement :**

Tableau IV.5 : Calcul des frais d'investissement ; tronçon SP1 – SP2.

DN(mm)	Dint (mm)	L ref (m)	A	Pu (DA)	P_t (DA)	Fam (DA)	Finv(DA)
125	97	4019,51	0,089	1332,8	5357202,928	476791,061	5833993,989
160	124,2	4019,51	0,089	2201,5	8848951,265	787556,663	9636507,928
200	155,2	4019,51	0,089	3403,39	13679960,14	1217516,45	14897476,59
250	194,2	4019,51	0,089	5307,4	21333147,37	1898650,12	23231797,49
315	244,6	4019,51	0,089	8508,5	34200000,84	3043800,07	37243800,91
400	310,6	4019,51	0,089	13506,5	54289511,82	4831766,55	59121278,37
500	388,4	4019,51	0,089	21003,5	84423778,29	7513716,27	91937494,55

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

Une fois les frais d'exploitation et d'amortissement calculés, nous additionnerons ces coûts pour déterminer le bilan total. Cela nous permettra de tracer une courbe d'optimisation pour identifier le diamètre le plus rentable pour notre projet.

Tableau IV.6 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement.

Dext (mm)	Dint (mm)	Frais d'investissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Bilan (DA)
125	97	5833994	85586177,4	91420171,4
160	124,2	9636507,9	27875181,2	37511689,1
200	155,2	14897477	12702255	27599731,6
250	194,2	23231797	7908983,05	31140780,5
315	244,6	37243801	6386017,96	43629818,9
400	310,6	59121278	5916653,37	65037931,7
500	388,4	91937495	5784916,33	97722410,9

La figure suivante illustre les résultats de ce tableau :

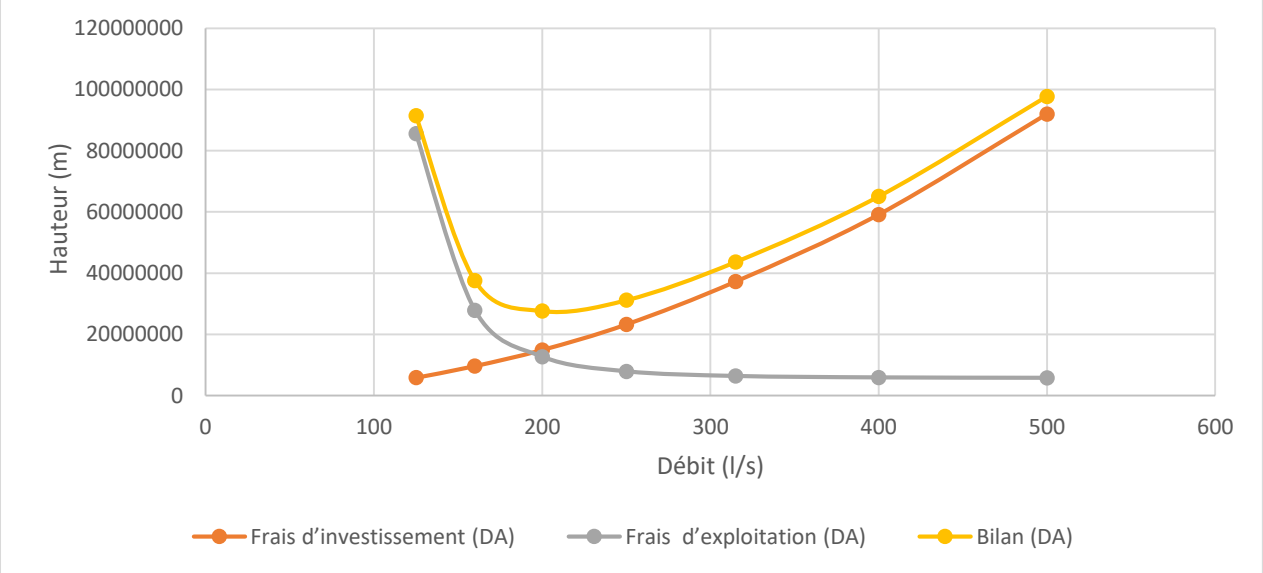


Figure IV.5 : Bilan des frais d'exploitation et d'amortissement (tronçon SP1 – Pp2)

Selon la courbe d'optimisation, le diamètre économique du tronçon de refoulement est en PEHD de 400 mm avec une vitesse d'écoulement de 0,86 m/s et PN 20.

IV.7.1.2. Conduite 02 (Station de pompage 02 – Station de pompage 03) :

Ce segment fait le lien entre la station de pompage SP2 et la station de pompage SP3, il s'étend sur une distance de 1158,85 m. Sa conception est fondée sur une analyse économique.

- Q = 28,86 l/s
- L = 1158,85 m
- Hg = 134 m

Calcul du diamètre économique :

L'estimation du diamètre économique est effectuée en traçant la courbe d'optimisation. **Calcul des frais d'exploitations :**

Les coûts d'exploitation sont déterminés en fonction de l'énergie électrique utilisée par le pompage, et ce pour la gamme de diamètres obtenue.

On détermine les hauteurs manométriques totales associées aux divers diamètres.

Tableau IV.7 : Calcul de la HMT pour le tronçon SP2- SP3.

DN (mm)	Dint (mm)	V (m/s)	Ɛ (mm)	λ	ΔHL(m)	ΔHs(m)	ΔHT(m)	Hg	HMT (m)
110	90	4,54	0,01	0,012	168,018	16,802	184,820	134	318,82
125	102,2	3,52	0,01	0,012	86,855	8,685	95,540	134	229,54
160	130,8	2,15	0,01	0,012	24,151	2,415	26,567	134	160,57
200	163,6	1,37	0,01	0,011	7,573	0,757	8,330	134	142,33
250	204,6	0,88	0,01	0,011	2,378	0,238	2,616	134	136,62
315	257,8	0,55	0,01	0,010	0,719	0,072	0,791	134	134,79
400	327,4	0,34	0,01	0,010	0,209	0,021	0,230	134	134,23

Le tableau ci-dessous présente les coûts d'exploitation associés aux différents diamètres :

Tableau IV.8 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP2 – SP3.

DN (mm)	Dint (mm)	t (heures)	Pabs (kw)	E (kwh)	Fex (DA)
110	90	20	141,04	1029565,67	4808071,7
125	102,2	20	101,54	741253,492	3461653,8
160	130,8	20	71,03	518517,446	2421476,5
200	163,6	20	62,96	459626,611	2146456,3
250	204,6	20	60,43	441173,228	2060279
315	257,8	20	59,63	435279,7	2032756,2
400	327,4	20	59,38	433467,84	2024294,8

- **Calcul des frais d'investissement :**

Tableau IV.9 : Calcul des frais d'investissement du tronçon SP2 – SP3.

DN(mm)	Dint (mm)	L ref (m)	A	Pu (DA)	P_t (DA)	Fam (DA)	Finv(DA)
110	90	1158,85	0,089	595	689515,75	61366,9018	750882,652
125	102,2	1158,85	0,089	1123,36	1301805,74	115860,711	1417666,45
160	130,8	1158,85	0,089	1837,36	2129224,64	189500,993	2318725,63
200	163,6	1158,85	0,089	2863,14	3317949,79	295297,531	3613247,32
250	204,6	1158,85	0,089	4456,55	5164472,97	459638,094	5624111,06
315	257,8	1158,85	0,089	7098,35	8225922,9	732107,138	8958030,04
400	327,4	1158,85	0,089	11440,66	13258008,8	1179962,79	14437971,6

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

Une fois les frais d'exploitation et d'amortissement calculés, nous additionnerons ces coûts pour déterminer le bilan total. Cela nous permettra de tracer une courbe d'optimisation pour identifier le diamètre le plus rentable pour notre projet.

Tableau IV.10 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement du tronçon SP2 – SP3.

Dext (mm)	Dint (mm)	Frais d'investissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Bilan (DA)
110	90	750882,65	4808071,69	5558954,34
125	102,2	1417666,4	3461653,81	4879320,25
160	130,8	2318725,6	2421476,47	4740202,1
200	163,6	3613247,3	2146456,27	5759703,59
250	204,6	5624111,1	2060278,97	7684390,04
315	257,8	8958030	2032756,2	10990786,2
400	327,4	14437972	2024294,81	16462266,4

La figure suivante illustre les résultats de ce tableau :

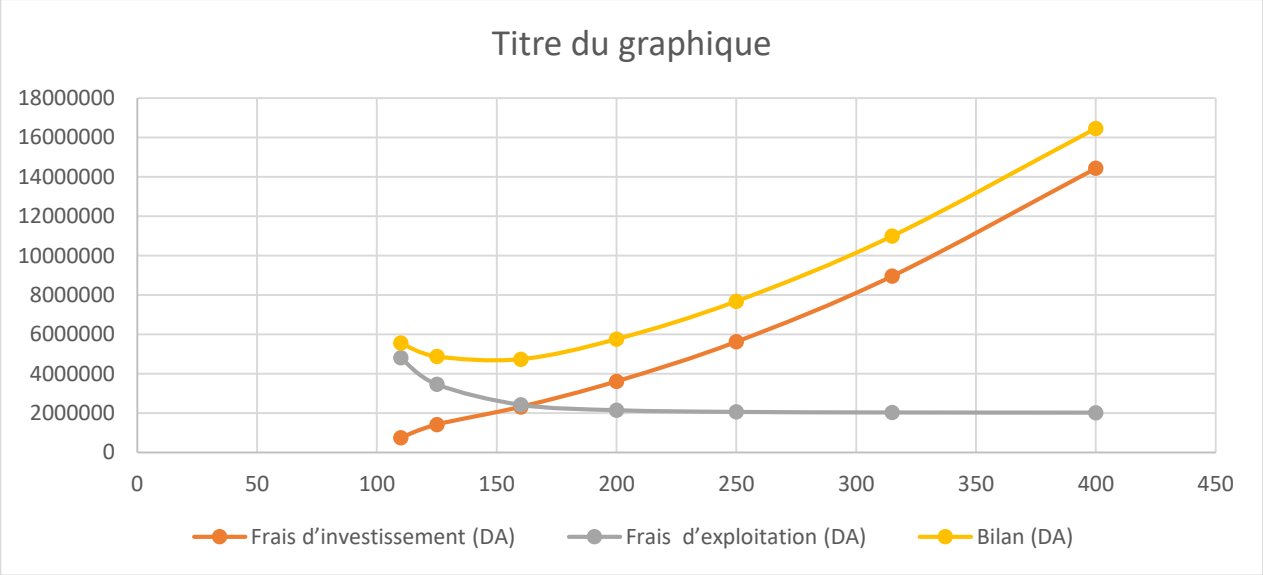


Figure IV.6 : Bilan des frais d'exploitation et d'amortissement (SP2 – SP3)

Selon la courbe d'optimisation, le diamètre économique du tronçon de refoulement, en PEHD, est de 200 mm de diamètre, avec une vitesse d'écoulement de 1,37 m/s et PN 16.

IV.7.1.3. Conduite 03 (Station de pompage 03 – Point de piquage 02) :

Ce segment relie la station de pompage 03 au station de point de piquage 02, il s'étend sur une distance de 595,74 m. Sa conception est fondée sur une analyse économique.

- Q = 28,86 l/s
- L = 1810,9 m
- Hg = 222 m

Calcul du diamètre économique :

L'estimation du diamètre est établie en adoptant l'étude technicoéconomique.

Calcul des frais d'exploitations :

Les coûts d'exploitation sont déterminés en fonction de l'énergie électrique utilisée par le pompage, et ce pour la gamme de diamètres proposée.
On détermine les hauteurs manométriques totales associées aux divers diamètres.

Tableau IV.11 : Calcul de la HMT pour le tronçon SP3 – Pp2.

DN (mm)	D_{int} (mm)	V (m/s)	Ɛ (mm)	λ	ΔHL(m)	ΔHs(m)	ΔHT(m)	Hg	HMT (m)
110	79,8	5,77	0,01	0,013	490,34	49,03	539,37	222	761,37
125	90,8	4,46	0,01	0,012	250,77	25,08	275,84	222	497,84
160	116,2	2,72	0,01	0,012	69,72	6,97	76,70	222	298,70
200	145,2	1,74	0,01	0,011	21,96	2,20	24,16	222	246,16
250	181,6	1,11	0,01	0,011	6,89	0,69	7,58	222	229,58
315	228,8	0,70	0,01	0,010	2,08	0,21	2,29	222	224,29
400	290,6	0,44	0,01	0,010	0,60	0,06	0,67	222	222,67

Le tableau ci-dessous présente les coûts d'exploitation associés aux différents diamètres :

Tableau IV.12 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP3 – Pp2.

DN (mm)	Dint (mm)	t (heures)	Pabs (kw)	E (kwh)	Fex (DA)
110	79,8	20	312,40	2280535,7	10650101,7
125	90,8	20	204,27	1491187,6	6963846,08
160	116,2	20	122,56	894684,6	4178177,09
200	145,2	20	101,00	737313,56	3443254,35
250	181,6	20	94,20	687659,36	3211369,23
315	228,8	20	92,03	671818,64	3137393,05
400	290,6	20	91,36	666946,72	3114641,18

- **Calcul des frais d'investissement :**

Tableau IV.13 : Calcul des frais d'investissement du tronçon SP3 – Pp2.

DN(mm)	Dint (mm)	L ref (m)	A	Pu (DA)	P_t (DA)	Fam (DA)	Finv(DA)
110	79,8	1810,9	0,089	1225,7	2219620,13	197546,192	2417166,32
125	90,8	1810,9	0,089	1606,5	2909210,85	258919,766	3168130,62
160	116,2	1810,9	0,089	2606,1	4719386,49	420025,398	5139411,89
200	145,2	1810,9	0,089	4010,29	7262234,16	646338,84	7908573
250	181,6	1810,9	0,089	6211,79	11248930,5	1001154,82	12250085,3
315	228,8	1810,9	0,089	10055,5	18209505	1620645,94	19830150,9
400	290,6	1810,9	0,089	16850,39	30514371,3	2715779,04	33230150,3

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

Une fois les frais d'exploitation et d'amortissement calculés, nous additionnerons ces coûts pour déterminer le bilan total. Cela nous permettra de tracer une courbe d'optimisation pour identifier le diamètre le plus rentable pour notre projet.

Tableau IV.14 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement du tronçon SP3 – Pp2.

Dext (mm)	Dint (mm)	Frais d'investissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Bilan (DA)
110	79,8	2417166,32	10650101,7	13067268
125	90,8	3168130,62	6963846,08	10131976,7
160	116,2	5139411,89	4178177,09	9317588,98
200	145,2	7908573	3443254,35	11351827,3
250	181,6	12250085,3	3211369,23	15461454,6
315	228,8	19830150,9	3137393,05	22967543,9
400	290,6	33230150,3	3114641,18	36344791,5

La figure suivante illustre les résultats de ce tableau :

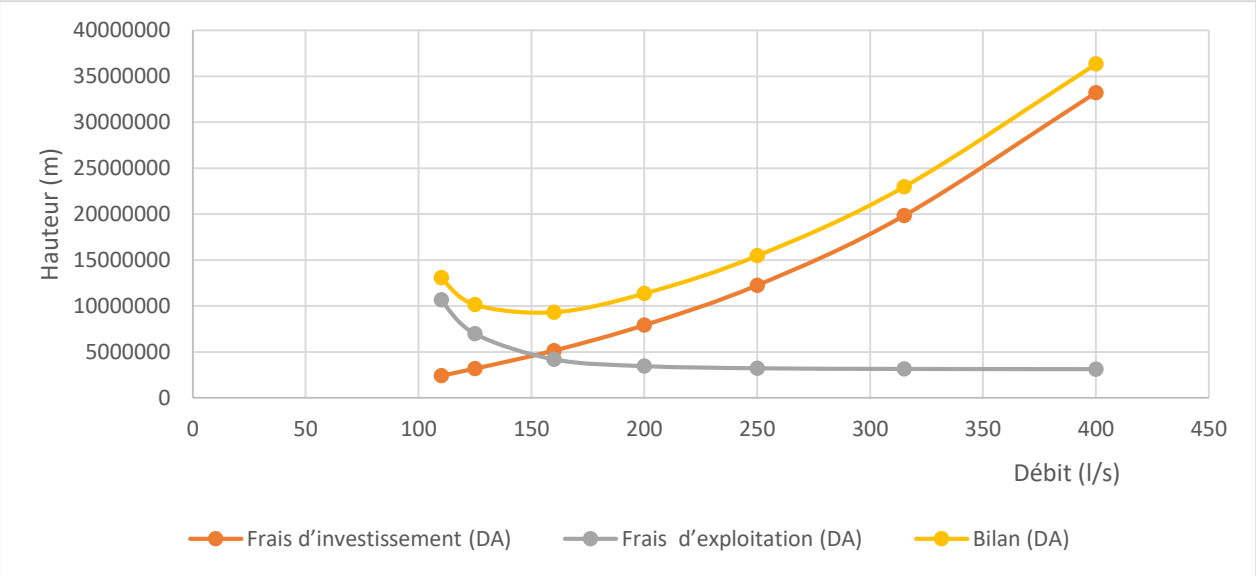


Figure IV.7 : Bilan des frais d'exploitation et d'amortissement (SP3 – Pp2)

Selon la courbe d'optimisation, le diamètre économique du tronçon de refoulement, en PEHD, est de 250 mm de diamètre, avec une vitesse d'écoulement de 1,11 m/s et PN 25.

IV.7.1.4. Conduite 04 (Station de pompage 04 – Réservoir tampon) :

Ce segment fait le lien entre la station de pompage SP4 et le réservoir tampon, il s'étend sur une distance de 1938,55 m. Sa conception est fondée sur une analyse économique.

- Q = 18,69 l/s
- L = 1938,55 m
- Hg = 131 m

Calcul des frais d'exploitations :

Les coûts d'exploitation sont déterminés en fonction de l'énergie électrique utilisée pendant le pompage, et ce pour la gamme de diamètres obtenue.

On détermine les hauteurs manométriques totales associées aux divers diamètres.

Tableau IV.15 : Calcul de la HMT pour le tronçon SP4- Réservoir tampon.

DN (mm)	Dint (mm)	V (m/s)	Ɛ (mm)	λ	ΔHL(m)	ΔHs(m)	ΔHT(m)	Hg	HMT (m)
90	73,6	4,395	0,01	0,013	335,098	33,510	368,607	131	499,607
110	90	2,939	0,01	0,012	117,878	11,788	129,666	131	260,666
125	102,2	2,279	0,01	0,012	60,935	6,094	67,029	131	198,029
160	130,8	1,392	0,01	0,012	16,944	1,694	18,639	131	149,639
200	163,6	0,890	0,01	0,011	5,313	0,531	5,844	131	136,844
250	204,6	0,569	0,01	0,011	1,668	0,167	1,835	131	132,835
315	257,8	0,358	0,01	0,010	0,504	0,050	0,555	131	131,555

Le tableau ci-dessous présente les coûts d'exploitation associés aux différents diamètres :

Tableau IV.16 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP4 – Réservoir tampon.

DN (mm)	Dint (mm)	t (heures)	Pabs (kw)	E (kwh)	Fex (DA)
90	73,6	11	218,101	875675,848	4089406,2
110	90	11	113,792	456876,15	2133611,6
125	102,2	11	86,448	347090,629	1620913,2
160	130,8	11	65,324	262275,645	1224827,3
200	163,6	11	59,739	239850,782	1120103,2
250	204,6	11	57,989	232823,974	1087288
315	257,8	11	57,430	230579,796	1076807,6

- **Calcul des frais d'investissement :**

Tableau IV.17 : Calcul des frais d'investissement du tronçon SP4 – Réservoir tampon.

DN(mm)	Dint (mm)	L ref (m)	A	Pu (DA)	P_t (DA)	Fam (DA)	Finv(DA)
90	73,6	1938,55	0,089	584,29	1132675,38	100808,109	1233483,49
110	90	1938,55	0,089	868,7	1684018,39	149877,636	1833896,02
125	102,2	1938,55	0,089	1123,36	2177689,53	193814,368	2371503,9
160	130,8	1938,55	0,089	1837,36	3561814,23	317001,466	3878815,69
200	163,6	1938,55	0,089	2863,14	5550340,05	493980,264	6044320,31
250	204,6	1938,55	0,089	4456,55	8639245	768892,805	9408137,81
315	257,8	1938,55	0,089	7098,35	13760506,4	1224685,07	14985191,5

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

Une fois les frais d'exploitation et d'amortissement calculés, nous additionnerons ces coûts pour déterminer le bilan total. Cela nous permettra de tracer une courbe d'optimisation pour identifier le diamètre le plus rentable pour notre projet.

Tableau IV.18 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement du tronçon SP4 – Réservoir tampon.

Dext (mm)	Dint (mm)	Frais d'investissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Bilan (DA)
90	73,6	1233483,5	4057006,2	5290489,69
110	90	1833896	2116707,2	3950603,23
125	102,2	2371503,9	1608070,9	3979574,78
160	130,8	3878815,7	1215123,1	5093938,76
200	163,6	6044320,3	1111228,7	7155548,99
250	204,6	9408137,8	1078673,5	10486811,3
315	257,8	14985191	1068276,2	16053467,7

La figure suivante illustre les résultats de ce tableau :

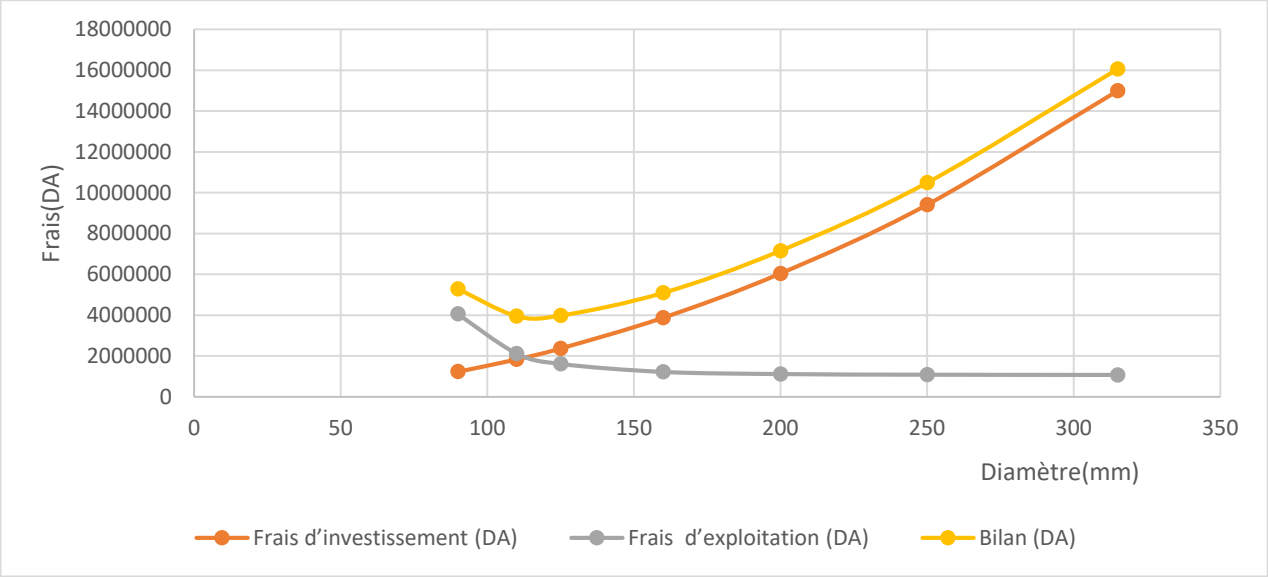


Figure IV.8 : Bilan des frais d'exploitation et d'amortissement (SP4 – Réservoir tampon)

Selon la courbe d'optimisation, le diamètre économique du tronçon de refoulement est de 160 mm avec une vitesse d'écoulement de 1,39 m/s et PN 16.

- **Point piquage 01 – Bâche d'aspiration de station de pompage 02 :**

Nous déterminons le diamètre économique par la formule suivante **:**

$$D_{éc} = E^{\frac{1}{\alpha+m}} \times Q^{\frac{\beta+1}{\alpha+m}} \times Cj^{\frac{\beta}{\alpha+m}} \quad \text{.....(IV -18)}$$

Tel que :

E : facteur économique incluant les caractéristiques économiques y compris certain exposant hydraulique.

$$E = 10 \times M \times \delta \times e \quad \text{.....(IV -19)}$$

M : facteur tenant compte du matériau de la canalisation.

e : prix de kW/h.

δ : Coefficient dépendant de l'irrégularité de la consommation et le régime de travail de la station de pompage. Ce coefficient est donné par la relation suivante :

$$\delta = \frac{1}{K_0 \times K_j \times K_h} \quad \text{.....(IV -20)}$$

K_0 : coefficient d'augmentation annuelle de la consommation d'eau : K_0 = 1.03 à 1.04

K_j : coefficient de la variation journalière de la consommation : K_j= 1.1 à 1.3

K_h : coefficient de la variation horaire de la consommation qui dépend de la courbe de consommation : Kh = 2

Q : débit de la conduite.

C_j : rapport des débits : $C_j = \frac{Q_i}{Q_t}$

Les valeurs des paramètres de l'équation sont les suivantes :

Tableau IV.19 : Les valeurs de M, α, β, m en facteur de matériau.

Tuyau	M	A	β	m
Acier	0,92	1,4	1,9 à 2	5,1 à 5,3
Fonte	0,43	1,6	1,9 à 2	5,1 à 5,3
Plastique	0,13	1,95	2	4,772

Alors :

$$D_{éc} = 2{,}67^{\frac{1}{1,95+4,772}} \times 0{,}06286^{\frac{3}{1,95+4,772}} \times 0{,}96^{\frac{2}{1,95+4,772}}$$

On prend DN = 400 mm.

Donc :

$$\Delta H = \mathbf{1{,}1} \times \Delta \boldsymbol{h_{Plin}} \quad \text{.....(IV -21)}$$

Tableau IV.20 : Caractéristiques du tronçon point de piquage 1 (PP1) – Bâche d'aspiration (SP2).

Tronçon	Lg (m)	Le (m)	Q (m^3/s)	ΔH (m)	DN (mm)	V (m/s)
point de piquage 1 (PP1) – Bâche d'aspiration (SP2)	3795,39	4174,929	0,06286	5,19	400	0,82

- La pression au nœud :

Tableau IV.21 : Pression à l'entrée de la bâche d'aspiration (SP2).

Nœud	ΔH (m)	Cp (m)	Ct (m)	P (m)	P (bar)
BA 2	4,7	320,7	313	7,7	0,77

- **Point piquage 03 – Bâche d'aspiration de station de pompage 04 :**

Nous avons :

$$D_{éc} = 2{,}67^{\frac{1}{1{,}95+4{,}772}} \times 0{,}02086^{\frac{3}{1{,}95+4{,}772}} \times 0{,}72^{\frac{2}{1{,}95+4{,}772}}$$

On prend DN = 250 mm.

Donc :

$$\Delta H = \mathbf{1{,}1} \times \Delta \boldsymbol{h_{Plin}} \quad \text{.....(IV -22)}$$

Tableau IV.22 : Caractéristiques du tronçon point de piquage 3 (PP3) – Bâche d'aspiration (SP4).

Tronçon	Lg (m)	Le (m)	Q (m^3/s)	ΔH (m)	DN (mm)	V (m/s)
point de piquage 1 (PP1) – Bâche d'aspiration (SP2)	1276,6	1404,26	0,02086	3,09	250	0,8

- La pression au nœud :

Tableau IV.23 : Pression à l'entrée de la bâche d'aspiration (SP2).

Nœud	ΔH (m)	Cp (m)	Ct (m)	P (m)	P (bar)
BA 2	3,09	675,09	669	6,09	0,609

IV.7.2. Adduction gravitaire :

IV.7.2.1. Calcul des longueurs des différents tronçons :

Le tableau ci-après présente les longueurs des différents segments :

Tableau IV.24 : Les longueurs des différents tronçons de l'adduction gravitaire.

Tronçon	**Longueur géométrique (m)**	**Longueur équivalent (m)**
Réservoir tampon (RT) – Réservoir projeté RIHAN	535,16	588,676
Réservoir tampon (RT) – Pp5	1938,65	2132,515
Pp5 – Pp6	2127,93	2340,723
Pp6 – Réservoir projeté EDRADER	5188,37	5707,207
Pp5 – Réservoir projeté EL HOUADFIA	284,26	312,686
Pp5 – Réservoir projeté EL MAGROUNE	826,51	909,161
Pp4 – Réservoir projeté AIN EL KHACHBA	775,97	853,567
Pp2 – Réservoir projeté BOUGOUS	5395,68	5935,248
Pp1 – Réservoir projeté MDJOUDA	1974,15	2171,565
Pp3 – Réservoir projeté EL MROUDJ	2851,56	3136,717

IV.7.2.2. Calcul des diamètres avantageux :

- **Réservoir tampon (RT) – Réservoir projeté EDRADER :**

Calcul de la charge disponible entre le réservoir tampon et le point le plus défavorable :

$$\Delta H_d = C_{Rad.T} - C_{TP.RED} \quad \text{.....(IV -23)}$$

Avec :

- ΔH_d : la charge disponible.
- $C_{Rad.T}$: Cote radier du réservoir tampon.
- $C_{TP.RED}$: cote trop plein du réservoir projeté EDRADER.

$$\Delta H_d = 800 - 477 = 323\ m \quad \text{.....(IV -24)}$$

Calcul de la somme des longueurs des tronçons de la conduite principale :

$$L_e = 1{,}1 \times L_g \quad \text{.....(IV -25)}$$

$\sum L_i = 9254{,}95\ m \Rightarrow \sum L_e = 10180{,}445\ m$

Calcul du gradient hydraulique I :

$$I = \frac{\Delta H_d}{L_e} = \frac{323}{10180{,}445} = 0{,}032 m/m \quad \text{.....(IV -26)}$$

Détermination du diamètre :

$$I = \frac{\Delta H}{L_e} = \frac{K' Q^{\beta}}{D_{av}^{m}} \Rightarrow D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' Q^{\beta}}{I}} \quad \text{.....(IV -21)}$$

Tel que :

- K' = 0,001052
- β = 2
- m = 4,772

Tableau IV.25 : Diamètres avantageux de la conduite gravitaire tronçon Réservoir tampon - (RT) - Réservoir projeté EDRADER.

Tronçon	Lg (m)	Le (m)	Q (m^3/s)	ΔH_d (m)	$\Delta H = I \times L_e$ (m)	D (m)	DN (mm)	V (m/s)
Réservoir tampon (RT) – Pp5	1938,65	2132,515	0,01469	194	68,24	0,083	110	1,54
Pp5 – Pp6	2127,93	2340,723	0,01069	31	74,9	0,073	90	1,68
Pp6 – Réservoir projeté EDRADER	5188,37	5707,207	0,00669	98	182,63	0,060	90	1,05
Total	9254,959	10180,445		323	355,3			

Détermination des côtes piézométrique et des pressions :

$$C_{p(i+1)} = C_{pi} - \Delta H_{(i+1-i)} \quad \text{.....(IV -27)}$$

Avec :

- **$C_{p\,(i+1)}$:** côte piézométrique au point (i+1) ;
- **C_{pi} :** côte piézométrique au point (i) ;
- **$\Delta H_{(i+1-i)}$:** la perte de charge du point (i+1) au point (i) ;

$$P = C_P - C_T \quad \text{.....(IV -28)}$$

Avec :

- **P :** Pression.
- **C_P :** côte piézométrique.
- **C_T :** côte du terrain

Tableau IV.26 : Détermination des côtes piézométriques et des pressions.

Nœud	Q (m^3/s)	ΔH (m)	C_p (m)	C_T (m)	P (m)	P (bar)
Pp3	0,004	74,64	735,76	606	129,76	12,97
Pp4	0,004	81,92	660,86	575	85,86	8,58

- **Point piquage 05 – Réservoir projeté EL HOUADFIA :**

Calcul de la charge disponible entre le point de piquage 05 et le réservoir projeté EL HOUADFIA :

$$\Delta H_d = C_{pp5} - C_{TP.RH} \quad \text{.....(IV -29)}$$

Avec :

- **ΔH_d** : la charge disponible.
- **C_{Pp5}** : Cote piézométrique du point piquage 05.
- **$C_{TP.RH}$** : cote trop plein du réservoir projeté EL HOUADFIA.

$$\Delta H_d = 606 - 588 = 18\ m = \Delta H_t$$

Détermination du diamètre :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K\prime L_e Q^{\beta}}{\Delta H_t}} \quad \text{.....(IV -30)}$$

Tel que :

- K' = 0,001052
- β = 2
- m = 4,772

Tel que : Le = 312,686
Donc Dav = 0,043 m ⇒ DN = 90 mm

Vérification de la vitesse :

$V = \frac{4Q}{\pi D^2}$ = 0,63 m/s

- **Point piquage 06 – Réservoir projeté EL MAGROUNE :**

Calcul de la charge disponible entre le point de piquage 06 et le réservoir projeté EL MAGROUNE :

$$\Delta H_d = C_{pp6} - C_{TP.RM} \quad \text{.....(IV -31)}$$

Avec :

- **ΔH_d** : la charge disponible.
- **C_{Pp6}** : Cote piézométrique du point piquage 06.
- **$C_{TP.RM}$** : cote trop plein du réservoir projeté EL MAGROUNE.

$$\Delta H_d = 575 - 495 = 80\ m = \Delta H_t$$

Détermination du diamètre :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' L_e Q^{\beta}}{\Delta H_t}} \quad \text{.....(IV -32)}$$

Tel que :

- K' = 0,001052
- β = 2
- m = 4,772

Tel que : Le = 909,16

Donc Dav = 0,039 m ⇒ DN = 90 mm

Vérification de la vitesse :

$V = \frac{4Q}{\pi D^2}$ = 0,63 m/s

- **Réservoir tampon – Réservoir projeté RIHAN :**

Calcul de la charge disponible entre le réservoir tampon et le réservoir projeté RIHAN :

$$\Delta H_d = C_{Rad.T} - C_{Rad.RR} \quad \text{.....(IV -33)}$$

Avec :

- **ΔH_d** : la charge disponible.
- **$C_{Rad.T}$** : Cote radier du réservoir tampon.
- **$C_{TP.RR}$** : cote radier du réservoir projeté RIHAN.

$$\Delta H_d = 800 - 732 = 68\ m = \Delta H_t$$

Détermination du diamètre :

On a : Le = 588,676

Donc Dav = 0,037 m ⇒ DN = 90 mm

Vérification de la vitesse :

$V = \frac{4Q}{\pi D^2}$ = 0,63 m/s

- **Pp04 – Réservoir projeté AIN EL KHACHBA :**

Calcul de la charge disponible entre la bâche de la station de pompage 04 et le réservoir projeté AIN EL KHACHBA :

$$\Delta H_d = C_{pp4} - C_{TP.RA} \quad \text{.....(IV -34)}$$

Avec :

- **ΔH_d** : la charge disponible.
- **$C_{Rad.B4}$** : Cote piézométrique de point de piquage 04.
- **$C_{TP.RA}$** : cote radier du réservoir projeté AIN EL KHACHBA.

$$\Delta H_d = 672 - 576 = 96\ m = \Delta H_t$$

Détermination du diamètre :

On a : Le = 853,567

Donc Dav = 0,031 m ⇒ DN = 75 mm

Vérification de la vitesse :

$V = \frac{4Q}{\pi D^2}$ = 0,5 m/s

- **Pp 02 – Réservoir projeté BOUGOUS :**

Calcul de la charge disponible entre la bâche de la station de pompage 02 et le réservoir projeté BOUGOUS :

$$\Delta H_d = C_{Rad.B2} - C_{Rad.RB} \quad \text{.....(IV -35)}$$

Avec :

- **ΔH_d** : la charge disponible.
- **$C_{Rad.B2}$** : Cote radier du bâche station de pompage 02.
- **$C_{TP.RB}$** : cote radier du réservoir projeté BOUGOUS.

$$\Delta H_d = 320{,}7 - 199 = 121{,}7\ m = \Delta H_t$$

Détermination du diamètre :

On a : Le = 5935,248

Donc D_{av} = 0,130 m ⇒ DN = 160 mm

Vérification de la vitesse :

$V = \frac{4Q}{\pi D^2}$ = 1,69 m/s

- **Point piquage 01 – Réservoir projeté MJOUDA :**

Calcul de la charge disponible entre le point de piquage 04 et le réservoir projeté EL MAGROUNE :

$$\Delta H_d = C_{pp1} - C_{TP.RM} \quad \text{.....(IV -36)}$$

Avec :

- **ΔH_d** : la charge disponible.
- **C_{Pp1}** : Cote piézométrique du point piquage 01.
- **$C_{TP.RM}$** : cote trop plein du réservoir projeté MDJOUDA.

$$\Delta H_d = 311{,}3 - 263 = 48{,}3\ m = \Delta H_t$$

Détermination du diamètre :

On a : Le = 2171,565

Donc Dav = 0,04 m ⇒ DN = 75 mm

Vérification de la vitesse :

$V = \frac{4Q}{\pi D^2}$ = 0,5 m/s

- **Point piquage 02 – Réservoir projeté EL MROUDJ :**

Calcul de la charge disponible entre le point de piquage 04 et le réservoir projeté EL MAGROUNE :

$$\Delta H_d = C_{pp3} - C_{TP.RM} \quad \text{.....(IV -37)}$$

Avec :

- ΔH_d : la charge disponible.
- C_{Pp4} : Cote piézométrique du point piquage 03.
- $C_{TP.RM}$: cote trop plein du réservoir projeté EL MROUDJ.

$$\Delta H_d = 675{,}09 - 633 = 42{,}09\ m = \Delta H_t$$

Détermination du diamètre :

On a : Le = 3136,717

Donc Dav = 0,077 m ⇒ DN = 110 mm

Vérification de la vitesse :

$V = \frac{4Q}{\pi D^2}$ = 0,84 m/s

IV.8. Simulation de l'adduction par EPANET :

Les résultats de la simulation de notre réseau d'adduction sont illustrés par la figure suivante :

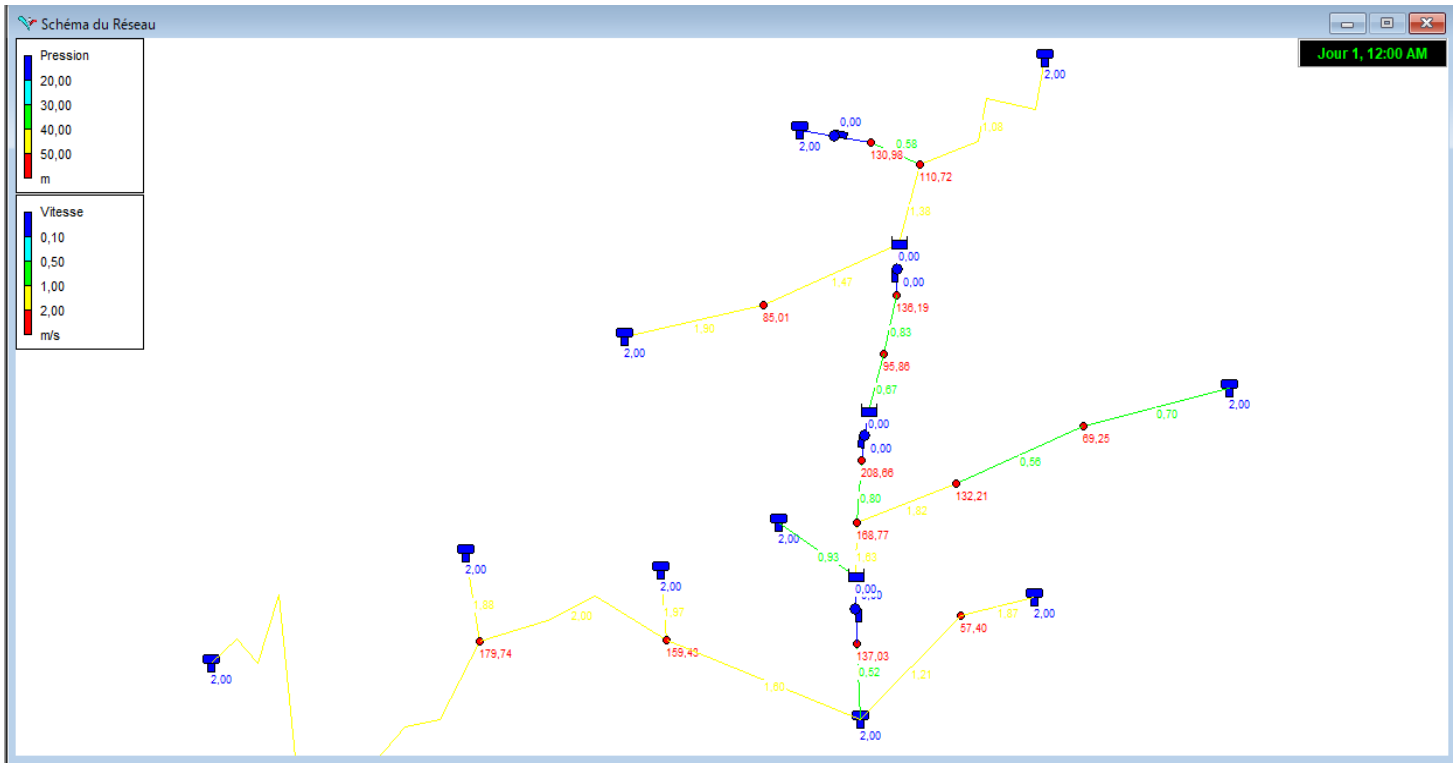


Figure IV.9 : Simulation de l'adduction par EPANET.

Interprétation :

La simulation de notre réseau d'adduction, par le logiciel EPANET, a montré que le réseau fonctionne, en général avec des vitesses comprises entre 0,52 m/s et 2 m/s.

Les pressions à travers les tronçons gravitaires varient de 6 bar à 18 bar, alors qu'à travers les tronçons de refoulement elles sont comprises entre 9 bar et 20 bar.

Conclusion :

Dans ce chapitre, le dimensionnement de l'adduction a permis de définir les diamètres de conduites, les hauteurs de pompage et les équipements nécessaires afin d'assurer un approvisionnement fiable et durable. L'étude comparative des variantes a conduit au choix d'un tracé offrant le meilleur équilibre entre performance hydraulique, coût global et facilité d'exploitation, assurant ainsi la pérennité du système.

Le réseau d'adduction est en PEHD, de diamètres varient entre 400 mm et 75 mm.

Chapitre V :
Prise d'eau

Introduction

La prise d'eau représente l'élément de départ de tout système d'adduction, car elle assure la captation de l'eau brute à partir d'une ressource naturelle pour alimenter les infrastructures en aval. Sa conception et son emplacement influencent directement la performance, la durabilité et la sécurité de l'ensemble du projet. Le choix d'une prise d'eau adaptée aux caractéristiques du site constitue une étape essentielle.

C'est dans ce contexte, que s'inscrit l'objectif du présent chapitre ; à travers les différents aspects liés à la prise d'eau, notamment le choix de son emplacement, le type d'ouvrage retenu, les paramètres de dimensionnement hydraulique, ainsi que les dispositifs de protection à envisager en garantissant un captage optimal, tout en prévoyant les risques liés à l'envasement, à la fluctuation du niveau d'eau et à l'entretien.

V.1. Choix de l'emplacement :

Le site de captage a été sélectionné en tenant compte de plusieurs facteurs techniques et environnementaux :

- Une **profondeur d'eau suffisante**, même en période d'étiage ;
- Une **accessibilité pour les opérations de maintenance** ;
- Une **faible concentration de sédiments**, pour éviter l'obstruction de la crépine ;
- Une **stabilité du plan d'eau**, pour limiter les effets du vent ou des vagues ;
- La **proximité avec la station de pompage projetée**, afin de réduire la longueur de la conduite d'aspiration.

V.2. Type de prise d'eau :

En réponse aux caractéristiques du site de captage choisi ; le type de prise d'eau flottante se voit le mieux adapté.

V.2.1 Définition et fonctionnement :

Les Dispositifs Flottants de Captage d'Eau sont des mécanismes conçus pour collecter l'eau de surface des réservoirs de barrage où le niveau peut subir des variations importantes. La structure flottante intègre la plateforme technique sur laquelle sont disposés les tuyaux, les vannes, les différents équipements fabriqués et le panneau électrique.
Le refoulement en PEHD, à la fois flexible et uniforme, permet de suivre toute l'amplitude des vagues. Il se dépose sur le rivage lorsque le niveau de l'eau diminue.
Cette solution comprend tous les matériels requis pour la manipulation des groupes et le dé-colmatage des parties extérieures des pompes par un compresseur d'air (présence d'algues à la surface de la pompe submergée).



Figure V.1 : Barge flottante. (Source : DRE El Tarf)

V.2.2 Justification du choix :

Plusieurs éléments ont motivé le recours à une prise flottante dans ce projet :

- **Adaptabilité** : elle s'ajuste automatiquement au niveau du plan d'eau, garantissant une prise continue, même en saison sèche.
- **Réduction des risques d'envasement** : en restant en surface, elle limite le contact avec les dépôts de fond.
- **Qualité de l'eau échantillonnée : la strate supérieure contient habituellement moins de particules en suspension.**
- **Facilité d'entretien** : le dispositif peut être facilement relevé pour inspection ou nettoyage.
- **Simplicité de mise en œuvre** : installation rapide, sans gros travaux de génie civil.

V.2.3. Description :

Cette partie présente la partie hydraulique en matière de flottabilité de la barge, en tenant compte des exigences contractuels et ce pour assurer sa pérennité.
Elle englobe les composants suivants, à savoir :

Tableau V.1 : Eléments constitutifs de la barge.

Désignation	**Quantité**
Flotteurs en acier Φ1500	02
Plate forme en caillebotis	01
Garde-corps	01
Jupe en acier DN400 pour pompe	02
Conduite en acier DN300 bridée	02
Un T égal en acier DN300 bridé	01
Potence palan de capacité 2T	01
Pompe immergée 100 l/s	02
Compresseur d'air 500litres	01
Armoire électrique 110 KW,	01
Clapet anti retour DN300, PN16	02
Joint démontage DN300, PN16	02
Vanne papillon manuelle en DN300, PN16	02
Câble d'alimentation 3x120mm2 +PE70mm2	Longueur Max 300ml
Conduite en PEHD DN315, PN16	FFT
Caisse à outils	01
Chaland motorisé avec garde-corps	01

Source : DRE El Tarf.

V.2.4. Dimensions de la barge :

Les dimensions des éléments de la barge flottante sont les suivants :

Tableau V.2 : Dimensionnement de la barge.

N°	**Désignation**	**Nombre**	**Dimensions**				**Poids (Kg)**
			Φ (mm)	Long. A (mm)	Larg. B(mm)	Ep. (mm)	
01	Flotteur longitudinale	02	1500	4000	-	**6**	2218,41
02	Poutre IPE140	04	-	3500	-	6,9	184,80
03	Potence en HEB120	02	-	3500		11	191,10
04	Potence en HEB120	01	-	4000		11	109,20
05	Cornière 50x50x5	03	-	2000	-	5	10,62
06	Cornière 50x50x5	03	-	4000	-	5	21,24
07	Garde-corps en tube carré	03	50	14000	-	3	179,76
08	Caillebotis	01	-	10000	-	3	250,00
09	Conduite en acier DN200	02	200	1000	-	5,9	62,04
10	Conduite en acier DN300	02	300	2500	-	7,1	277,35
11	Jupe en acier DN400	02	400	3000	-	8,8	258,87
12	Clapet anti retour axiale	02	300	-	-	-	50,00
13	Vanne papillon DN300	02	300	-	-	-	188,00

14	Joint démontage DN300	02	300	-	-	-	138,80
15	Brides en acier DN300	10	300	-	-	-	190,00
16	Pompe immergée	02	255	2594	-	-	900,00
17	Armoire de commande	01	-	2162	600	642	315,00
18	Compresseur 500 litres	01	610	2000	1200	-	310,00
19	Caisse à outil	01	-	-	-	-	200,00
20	Palan 2 Tonnes	01	-	-	-	-	20,00
21	Exploitant (charge d'exploitation	03	-	-	-	-	300,00
MASSE TOTALE DE LA BARGE (Kg)							**6375,19**

Source : DRE El Tarf.

V.2.5. Vérification de la flottabilité de la barge :

La force d'Archimède ; force spécifique qu'un objet subit lorsqu'il est totalement ou partiellement immergé dans un fluide (liquide ou gaz) sous l'effet de la gravité est connue sous le nom de poussée d'Archimède.

Le principe d'Archimède est également fréquemment décrit de la manière suivante : « Un corps, totalement immergé dans un fluide au repos ou le traversant, subit une force ascendante qui se contrebalance avec le poids du volume de fluide déplacé ; cette force est appelée « poussée d'Archimède ».

Voici la procédure de calcul :

$$PA = V_{déplacé} \times m_{fluide} \times g \quad \text{.....(V-1)}$$

Avec :

- ✓ **PA** : est la poussée d'Archimède ;
- ✓ $\mathbf{V_{déplacé}}$: est le volume déplacé (cas d'un flotteur cylindriques immergés à mi-hauteur) ;

$$V_{déplacé} = \frac{1}{2} \times \left(\frac{\pi}{4} \times D^2 \times L\right) \times N \quad \text{.....(V-2)}$$

  - **D** : diamètre du flotteur (m) ;
  - **L** : longueur du flotteur (m) ;
  - **N** : nombre de flotteurs.
- ✓ $\boldsymbol{m_{fluide}}$: Symbolise la densité du fluide déplacé ;
- ✓ **g** symbolise l'accélération provoquée par la gravité ou la force gravitationnelle.

La formule suivante donne le poids de la barge :

$$P_{barge} = poids\ de\ barge \times g \quad \text{.....(V-3)}$$

Nous disposons d'une barge à deux flotteurs parfaitement cylindriques (voir le tableau ci-dessus), ayant une longueur de L = 4000 mm et un diamètre de Φ1500 mm.

Le poids global de la barge est :

$$M = 6375{,}19Kg \Rightarrow P = 6375{,}19 \times 9{,}81 = 62540{,}61Newton$$

La force d'Archimède qui agira sur la barge tout en garantissant la profondeur de plongée, Cette dernière est donnée par :

$$Hi = \frac{1}{2} \times \emptyset = \frac{1}{2} \times 1500 = 750\ mm \quad \text{.....(V-4)}$$

Donc la poussée d'Archimède est :

$$PA = V_{déplacé} \times m_{fluide} \times g = \frac{1}{2}\left(\frac{\pi}{4} \times 1{,}5^2 \times 4\right) \times 2 \times 1000 \times 9{,}81 = 69342{,}8\ Newton \quad \text{.....(V-5)}$$

Cela signifie que la force de poussée d'Archimède PA = 69342,8 N est largement supérieure à P = 62540,61 N, avec une immersion Hi = 750 mm et un surplus de sécurité supplémentaire de : 6802,19 N ou son équivalent en poids : 693,4 Kg.
Conclusion : la condition de flottabilité de la barge est assurée.

V.2.6. Description des éléments composants la barge flottante :

a. Procédure de fabrication :

La fabrication des barges flottantes en acier est un processus complexe qui comprend plusieurs étapes. Voici la procédure générale appliquée :

- **Conception et planification :**
  - **Étude des besoins** : Détermination des spécifications, dimensions et capacités de la barge.
  - **Conception :** Élaboration des plans détaillés, y compris la structure, le système de propulsion (si nécessaire) et les équipements à bord.
- **Préparation des matériaux :**
  - **Acier** : Sélection des plaques d'acier de haute qualité, généralement de l'acier noir galvanisé en deux couches, qui résiste mieux à la corrosion.
  - **Découpe :** Découpage des plaques d'acier aux dimensions requises à l'aide de machines de découpe plasma ou de découpe au laser.
- **Assemblage de la coque** :
  - **Montage** : Assemblage des pièces découpées en utilisant des techniques de soudage. Cela peut inclure la création de sections de coque séparées qui seront ensuite assemblées (pièces bridées pour faciliter l'assemblage).
  - **Soudage** : Utilisation des méthodes de soudage appropriées pour garantir l'étanchéité et la résistance (le soudage sera fait à l'arc avec une électrode basique).

- **Installation des compartiments** :
  - **Compartiments étanches** : Création des compartiments étanches pour assurer la flottabilité. Cela implique de souder des cloisons internes.
  - **Renforcement** : On apporte des renforcements pour améliorer la robustesse structurelle de la barge.
- **Finition :**
  - **Sablage et peinture :** Traitement de la surface de la barge pour enlever les impuretés, puis application d'une peinture anticorrosive pour protéger l'acier.
- **Tests et inspection :**
  - **Contrôle qualité** : des essais hydrostatiques par l'air comprimé pendant 72 heures pour vérifier la résistance et l'étanchéité des flotteurs.
- **Livraison :**
  - **Transport** : Organisation du transport de la barge vers son lieu d'utilisation (barrage Bougous).
  - **Mise en opération** : en réalisant les réglages finaux et l'activation de la barge.

b. Procédure de fixation de la barge :

La procédure de fixation de la barge flottante au fond du barrage en utilisant des lestés en béton armé dosé à 400Kg/m3 avec des chaines, implique plusieurs étapes clés, à savoir :

- **Evaluation de l'endroit d'implantation de la barge :**

Avant tout commencement d'implantation de la barge, un levé bathymétrique va être fait, afin de déterminer la nature du fond du barrage (planimétrie).
Implantation de la station flottante en coordonnées **Z=99.98 m.** (Source : DRE El Tarf)
Une équipe de plongeurs qualifiée va intervenir pour l'identification des points de pose des lestés en Béton armé aux endroits appropriés au fond du barrage.

- **Préparation des lestés :**
- Fabrication des lestés en béton armé de poids approprié.
- Vérification de l'intégrité des lestés et leur résistance.

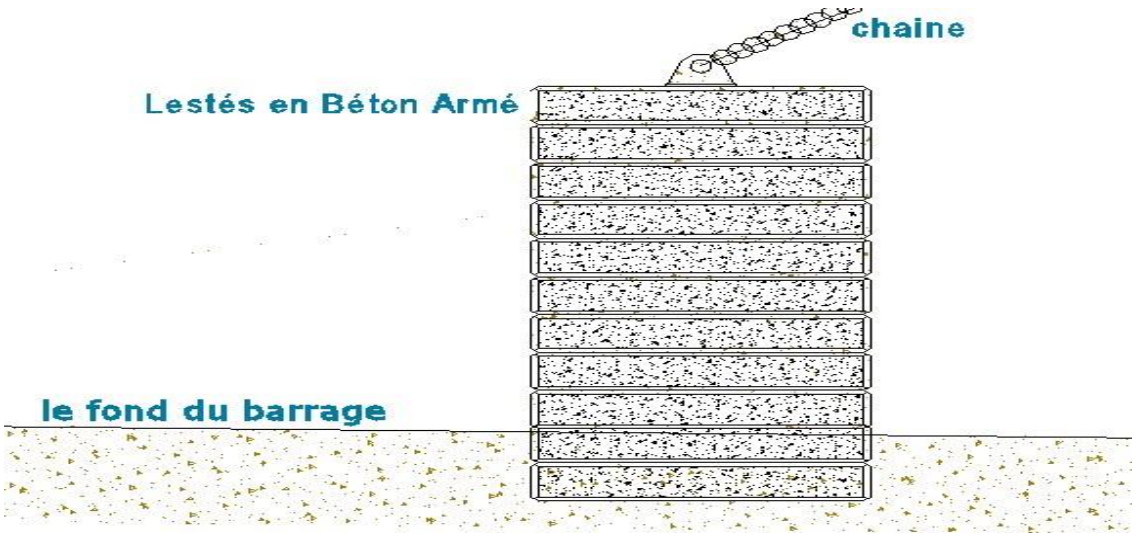


Figure V.2 : Lesté. (DRE El Tarf)

Le poids des lestés (nombre : 04) sera suffisamment importante pour contrebalancer les forces appliquées par la barge (aucun mouvement ni basculement).

- **Fixation des chaines :**
  - Fixant une extrémité de chaque chaîne aux poids en béton.
  - Reliant l'autre extrémité des chaines aux bouts des quatre coins des flotteurs.
- **Ancrage de la barge :**
  - Une fois la barge placée, nous fixons soigneusement les chaînes à celle-ci, en faisant attention à ce qu'elles soient toutes bien tendues.

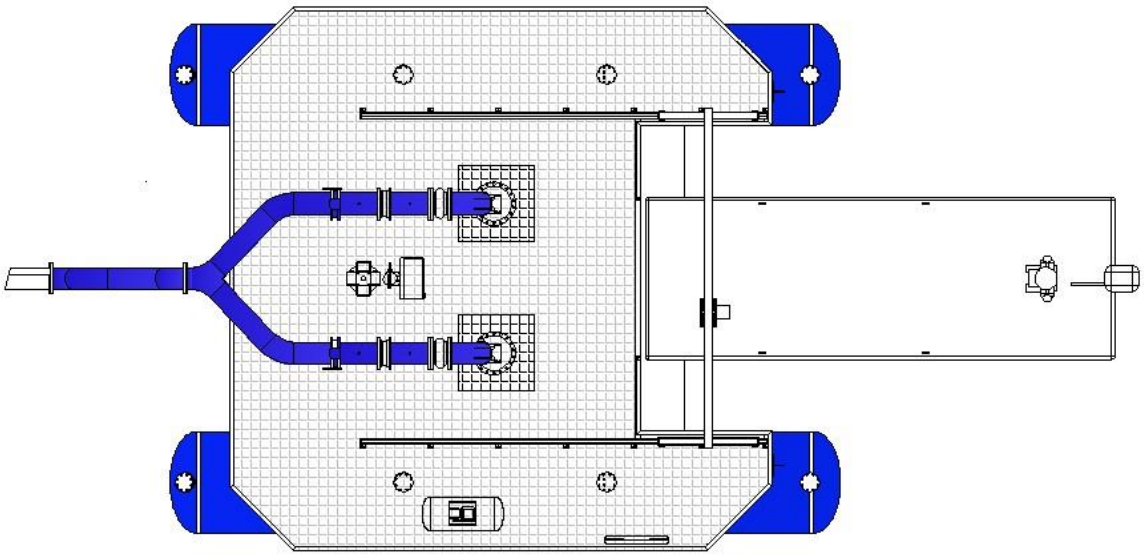


Figure V.3 : Vue en plan de la barge flottante. (DRE El Tarf)

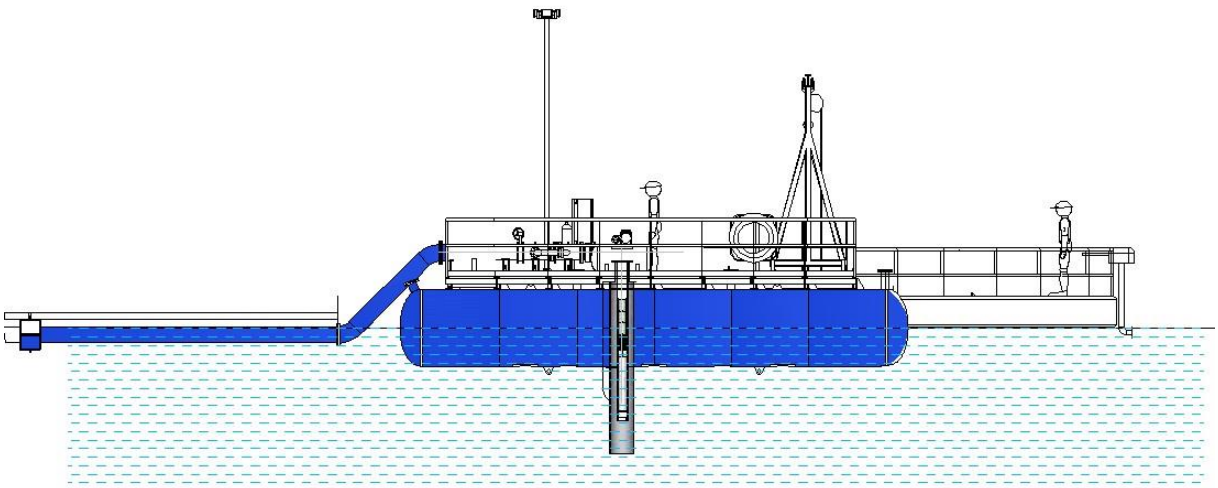


Figure V.4 : Vue latérale de la barge flottante. (DRE El Tarf)

Conclusion :

La prise d'eau flottante représente une solution efficace pour assurer le captage en milieu de retenue soumis à des variations importantes de niveau. Sa conception repose sur une plateforme stable et mobile, capable de s'adapter aux fluctuations du plan d'eau tout en maintenant un fonctionnement continu des pompes. Les matériaux utilisés, sélectionnés pour leur résistance mécanique et leur durabilité, ainsi que la flexibilité du refoulement en PEHD, permettent de suivre le marnage sans risque de déformation ou de rupture. L'intégration d'équipements de protection et de maintenance, tels que le système de dé-colmatage, garantit la fiabilité du dispositif et limite les interruptions d'exploitation. Ce type de prise d'eau constitue ainsi une réponse technique performante et durable aux besoins en alimentation en eau potable.

Chapitre VI :
Stations de pompages

Introduction :

Le transport de l'eau d'une altitude inférieure vers une altitude supérieure a toujours posé un défi pour les projets hydrauliques. On utilise une pompe pour remédier à ce problème. Ce chapitre a pour but d'examiner et de choisir le système de pompage nécessaire pour notre projet, ce qui nous permettra d'assurer le flux nécessaire et la pression totale requise aux stations de pompage prévues tout au long du réseau d'adduction.

VI.1. Définition :

Une pompe est un appareil qui aspire un liquide d'un niveau inférieur et le libère à un niveau supérieur. Elle s'appuie sur la transformation de l'énergie électrique en énergie hydraulique, ce qui rend possible la levée de l'eau ou d'autres fluides.

Ces structures sont conçues pour assurer un débit Q à atteindre à une hauteur spécifique H. Lorsque le liquide traverse la pompe, il acquiert une énergie, lui permettant ainsi de se déplacer d'une région à basse pression vers une région à haute pression.

VI.2. Types de pompe :

On distingue divers modèles de pompes, dont les plus couramment utilisés sont les pompes centrifuges, volumétriques et à turbine. Toutefois, en raison de leur simplicité, de leur coût modique et de leur rendement limité, les pompes centrifuges sont privilégiées dans le domaine de l'hydraulique urbaine.

VI.3. Emplacement de station de pompage : [4]

L'emplacement choisi pour une station de pompage est crucial afin de garantir une opération efficace et sûre du système de pompage. Il est essentiel de considérer les critères suivants lors du choix de l'emplacement d'une station de pompage :

- Le site doit être accessible à une alimentation électrique stable (idéalement via deux réseaux électriques).
- Évitez les régions vulnérables aux inondations, aux coulées de boue ou à d'autres dangers naturels (sol stable).
- Conformez-vous aux normes de distance, telles que la distance minimale requise entre l'aéroport et une station de pompage, fixée en minimale à 30 km.
- La station doit être placée de façon à assurer un relèvement adéquat pour diriger l'eau vers son point d'arrivée final, tout en prenant en considération la configuration du terrain.

VI.4. Choix du type de pompes : [4]

Les éléments déterminants pour la sélection du genre de pompe comprennent :

- ✓ Garantir le débit et la pression manométrique.
- ✓ Performance optimale.
- ✓ Vitesse de rotation maximale.
- ✓ Consommation d'énergie minimale.
- ✓ Pompe anti-cavitation.
- ✓ Production en série.

- ✓ La taille de la pompe doit correspondre à l'architecture économique du bâtiment de la station de pompage.

VI.5. Choix du nombre de pompes : [4]

La décision est prise en fonction des critères suivants :

- ➢ Nombre minimale de pompe.
- ➢ Rendement maximale.
- ➢ Puissance absorbé minimale.
- ➢ Vitesse de rotation élevée.
- ➢ Charge nette d'aspiration requise (NPSH)r minimale.

VI.6. Couplage des pompes : [4]

On distingue deux formes de couplage des pompes :

- ❖ Le couplage en série : est utilisé pour augmenter la hauteur d'élévation des pompes.
- ❖ Le couplage en parallèle : est utilisée afin d'augmenter le flux refoulé par les pompes.

VI.7. Etude de cavitation :

La cavitation est un processus qui implique la création de bulles d'air dans le liquide déplacé, suite à une chute de pression au niveau de la pompe. Ces bulles peuvent exploser brutalement lorsqu'elles arrivent dans une zone à haute pression, ce qui peut endommager la pompe et diminuer son efficacité. Elle peut causer une détérioration anticipée des pièces de la pompe, entraver son rendement et produire du bruit. Pour prévenir cette situation, il est crucial de contrôler la condition suivante :

(NPSH)r< (NPSH)d, tel que :

(NPSH)r : Charge nette d'aspiration requise, elle est fournie par le constructeur.

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

(NPSH)d = (NPSH)r + r

r : marge de sécurité, r = [0,1 – 0,5] m

On prend : **r = 0,3 m**

Sachant que notre station de pompage fonctionne en charge on a :

$$ha_{ad} = (NPSH)r + r - P_{at} + T_v + \frac{v^2}{2g} + \sum hp_{asp} \quad \text{.....(VI-11)}$$

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

$$P_{at} = \mathbf{10{,}33 - 0{,}00139 \times H} \quad \text{.....(VI.12)}$$

H : altitude de la station

$\boldsymbol{T_v}$**:** Tension de vapeur d'eau (m.c.e)

Tableau VI.1 : Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température.

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

Alors :

La tension de vapeur d'eau sera choisie pour une température de 18 ° C, alors : $\boldsymbol{T_v = 0.2}$

La perte de charge totale de côté aspiration :

$$\sum \boldsymbol{hp_{asp}} = \mathbf{1{,}15} \times \sum \boldsymbol{hp_{asplin}} \quad \text{.....(VI.13)}$$

$\boldsymbol{\Sigma\, hp_{asplin}}$: Perte de charge linéaire à l'aspiration (m), tel que:

$$\sum \boldsymbol{hp_{asplin}} = \frac{8\times\lambda\times L\times Q^2}{\pi^2\times g\times D^5}$$ (Formule de DARCY-WEISBAKH)……. (VI.14)

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

$$\boldsymbol{\lambda = (1,14 - 0,86\ ln\left(\frac{\varepsilon}{D_a}\right))^{-2}}$$(Formule de Nikuradzé) ……..(VI.15)

ε : Rugosité absolue de la conduite, **ε =0,01 mm**

L : Longueur géométrique de la conduite d'aspiration (m)

Q : débit refoulé (m3/s)

g : Accélération de la pesanteur (m/s²)

Da : Diamètre de la conduite d'aspiration

Tel que **:**

On se propose ; Da > da

da : Diamètre de la tubulure d'aspiration (mm)

Avec :

$V_{asp} = \frac{4\ Q}{\pi\ {D_a}^2}$, pour 0.5< V_{asp}<1.5 m/s (PEHD) ……(VI-16)

VI.7.1. Calage de la pompe :

L'ajustement de la pompe implique de déterminer avec précision la position de l'axe de la pompe par rapport au niveau du plan d'eau d'aspiration, afin de garantir un fonctionnement sans aucun risque de cavitation.

Pour l'installation en charge :

$$\boldsymbol{\nabla axe = \nabla min - h_{aspadm} + s}$$ ……..(VI.17)

Avec :

$\boldsymbol{\nabla axe}$: Niveau de l'axe de la pompe (mNGA).

$\boldsymbol{\nabla min}$: Niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (mNGA).

Tell que :

$$\boldsymbol{\nabla min = CR + hinc}$$ …….(VI.18)

Cp : côte du plan d'eau dans le réservoir.

h : hauteur d'eau dans le réservoir (m).

hinc : hauteur d'incendie dans le réservoir (m).

s : réserve de sécurité (s =0.1 ÷0.3)m.

VI.8. Point de fonctionnement des pompes : [4]

Le point de fonctionnement d'une pompe se réfère à l'endroit où deux courbes caractéristiques se rencontrent : celle de la pompe opérationnelle et celle de la conduite de refoulement pour un débit spécifique de la pompe en cours d'utilisation. Il est indispensable que le fabricant fournisse la courbe caractéristique de la pompe.

La pompe opère de façon idéale lorsque le point de fonctionnement est situé dans la zone sans cavitation et que le débit associé se trouve dans l'intervalle optimal pour une efficacité maximale.

Courbe caractéristique de la conduite :

$$\boldsymbol{H_c = H_g + R \times Q^2}$$……....(VI.1)

Avec :

Hg : hauteur géométrique (m).
R : Résistance de la conduite.

$$\boldsymbol{R = (1,05 \sim 1,1) \times \frac{8 \times \lambda \times Lr}{\pi^2 \times g \times D^5}} \text{.....(VI.2)}$$

On prend le coefficient 1,1

Avec :
λ: Coefficient de frottement linéaire ;

$$\boldsymbol{\lambda = [1.14 - 0.86 \times \ln (K/D)]^{-2}} \textbf{ (Formule de Nikuradze)} \text{..... (VI.3)}$$

K : rugosité absolue (mm)
D : Diamètre de la conduite (mm)
Lr : Longueur de la conduite de refoulement (m) ;
g : Accélération de la pesanteur (9. 81m2.s-1) ;
R : Résistance totale de la conduite ($s^2.m^{-5}$) ;
Q : Débit refoulé par la pompe (m^3/s).

VI.8.1. Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement imposées : [4]

Quand le débit appelé et plus grand ou plus petit que le débit disponible, on distingue les modes de réglage suivants :

a) Débit disponible > Débit appelé :

Si un débit pompé dépasse la demande, on rectifie cette situation à l'aide des réglages suivants

1. Réglage qualitatif : Il s'agit de la diminution de la vitesse de rotation de la pompe, à condition que le moteur puisse adapter sa vitesse.
2. Réglage quantitatif (vannage) : On obtient une diminution partielle du flux en fermant partiellement la vanne de refoulement.

L'efficacité de l'installation après vannage est :

$$\eta_{ap,van} = \frac{\eta_{av,van} \times H_{app}}{H_{app} + h_v} \text{.....(VI.4)}$$

$\boldsymbol{\eta_{ap,van}}$**:** Rendement de l'installation après le vannage (%).
$\boldsymbol{\eta_{av,van}}$**:** Rendement de l'installation avant le vannage (%).
$\boldsymbol{H_{app}}$: Hauteur manométrique appelée (m).
$\boldsymbol{h_v}$: la différence entre la hauteur HC' et la hauteur appelée.

$$\boldsymbol{h_v = H'_c - H_{app}} \text{.....(VI.5)}$$

Hc' : hauteur correspondant à la projection du débit appelé sur la courbe caractéristique de la pompe.
En utilisant le rendement après vannage, on calcule la nouvelle puissance absorbée :

$$P_{abs} = \frac{\rho \times g \times H_{app} \times Q}{\eta_{ap,van}} \text{.....(VI.6)}$$

3. **Diminution de la durée de pompage :** La période de fonctionnement actualisée de la station est :

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} \times t \text{.....(VI.7)}$$

t : Temps de fonctionnement de la station de pompage par jour (h)
t' : Nouveau temps de fonctionnement de la station de pompage par jour (h)
Q_{pf} : Débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe (m3 /h)

4. **Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement** : par l'augmentation des pertes de charges singularités (réducteur de pression, coude…etc).
5. **Rognage** : C'est la diminution du diamètre extérieur de la roue de la pompe de telle façon à refouler le débit appelé.

L'équation de la droite de rognage :

$$H = \frac{H_{app}}{Q_{app}} \times Q \text{.....(VI.8)}$$

Q_{app} : débit demandé ou débit appelé
H_{app} : hauteur manométrique totale appelé (m)
Le diamètre rogné : c'est le diamètre extérieur de la roue

$$d = D\sqrt{\frac{Q_{app}}{Q}} \text{.....(VI.9)}$$

d : diamètre extérieur de la roue après le rognage (mm)
D: diamètre extérieur de la roue avant le rognage (mm)
Q_{app} : débit demandé ou débit appelé
Q : débit correspondant au point homologue de la pompe

6. **Changement de type de pompe :** si cela est possible.

b) Débit disponible < Débit appelé

Dans cette situation, un ajustement est requis, à savoir :

1. **Qualitatif :** par augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.
2. **Changement de type de pompe.**

VI.9. Etude de pompage

Pour notre projet, nous faisons appel à un logiciel de sélection CAPRARI qui nous aide à définir avec exactitude les spécifications de différentes pompes selon le débit et la hauteur manométrique désirés.

VI.9.1. Station de pompage 01

Le tableau ci-après présente les caractéristiques des stations de pompage.

Tableau VI.2 : Caractéristiques de la première station de pompage SP1 :

Station de pompage	Débit(l/s)	HMT(m)	Hg(m)	Longueur(m)
SP01	65	176,26	158	4019,51

VI.9.1.1. Choix de la pompe :

Le tableau suivant présente les résultats du catalogue CAPRARI :

Tableau VI.3 : Caractéristiques des pompes pour SP1.

np	Type de pompe	Q_{app} (l/s)	la pompe	Qp (l/s)	Hp (m)	η (%)	Pabs (kw)	N (tr/min)	(NPSH)r (m)	N°étage
1	Monobloc	65	PM 150/7C	71	180	79	160	1450	2,5	7
2		32,5	PM 100/3C	30,9	175	77,2	70	2900	3,46	3
3		26,67	PM 100/3C	28,6	179	76,3	67,4	2900	3,35	3
4		16,25	PM 100/10A	17,8	180	75,9	41,3	1450	1,91	11
5		13	PM 100/11B	15	182	74,6	36	1450	1,9	11
6		10,83	HVU 50/4A+50	11,8	180	72,2	28,9	2900	2,53	4

Avec :

np : nombre de pompe ;

Q_{app} : le débit de la pompe ;

HMT : hauteur manométrique totale de la pompe ;

η : rendement de la pompe ;

P_{abs} : puissance absorbée par la pompe ;

(NPSH)r : charge net d'aspiration requise.

Nous prévoyons d'opter pour trois pompes, accompagnées d'une pompe de secours, pour cette station de pompage. Ces choix assurent un débit et une hauteur manométrique HMT malgré un nombre limité de pompes tout en garantissant une excellente performance et un faible (NPSH)R.

VI.9.1.2. Courbe caractéristique de la pompe :

Les graphes de la pompe : [H ; Q], [Pabs ; Q], [η ; Q], [(NPSH)r ; Q] sont obtenus à partir du logiciel CAPRARI et représentés dans l'illustration suivante.

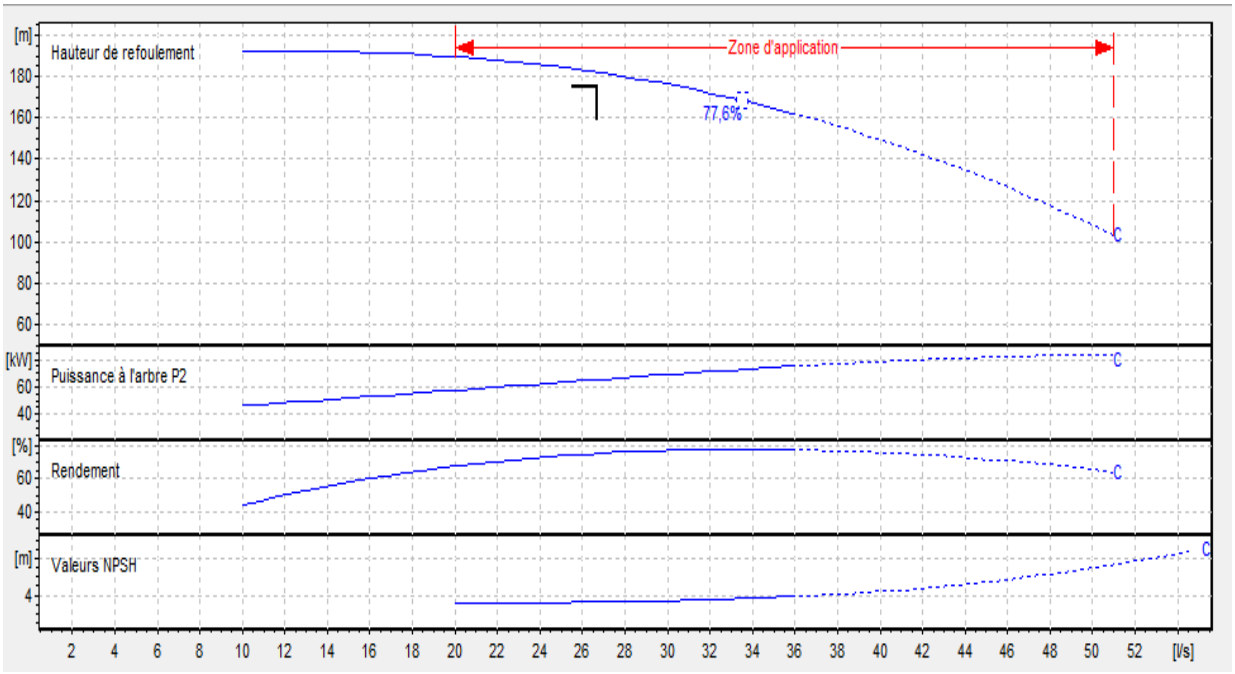


Figure VI.1 : Les courbes caractéristiques de la pompe du SP1 (Caprari).

VI.9.1.3. Description de la pompe :

- Pompe centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal
- Roues : en fonte
- Cors d'aspiration, refoulement et intermédiaires : en fonte
- Poids de la pompe : 782 Kg

Le tableau ci-dessous présente les caractéristiques techniques de la pompe :

Tableau VI.4 : Les caractéristiques techniques de la pompe du SP1(Caprari).

Pompe	PM100/4D
Débit (l/s)	28,6
Hauteur de refoulement(m)	179
Puissance absorbé (KW)	67,4
Rendement (%)	76,3
Hauteur manométrique H(Q=0) (m)	191
Orifice de refoulement (mm)	100

➢ **Encombrement de la pompe :**

Selon le répertoire de CAPRARI, l'image ci-dessous illustre les dimensions de la pompe :

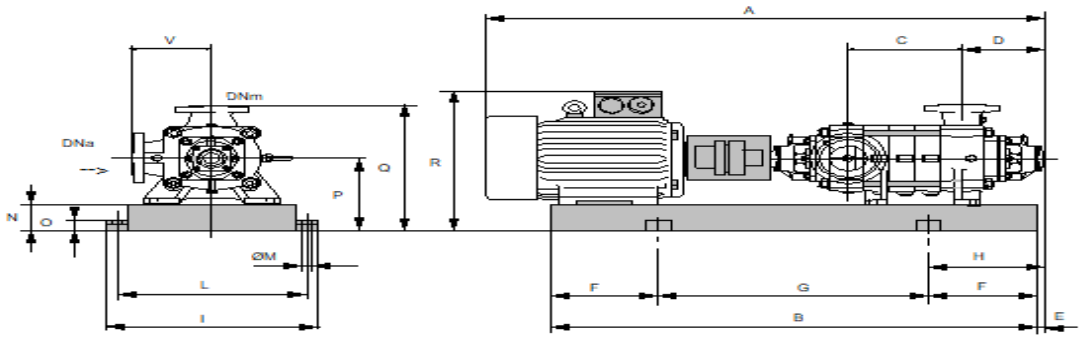


Figure VI.2: l'encombrement de la pompe PM100/3C (CAPRARI).

Le tableau ci-dessous résume les dimensions de la pompe :

Tableau VI.5 : Dimensions de la pompe PM100/3C.

A = 2115	E = 200	M = 20	V = 270
B = 1490	F = 250	N = 140	
C = 245	G = 990	O = 45	
D = 293	H = 450	P = 420	
DNa = 125	I = 670	Q = 690	
DNm = 100	L = 620	R = 860	

VI.9.1.4. Etude de cavitation de SP 01 :

On a : (NPSH)r = 3,35

La pression atmosphérique : **Pat** = 10,33 – 0,00139 × 155 **= 10,11**

Le diamètre de la conduite d'aspiration : Da = 200 Avec da = 125 mm

La vitesse d'aspiration : **Va** = $V_a = \frac{4\times0,02667}{\pi\times0,1552^2}$ = **1,41 m/s**

Le Coefficient de frottement : **λ = 0.011**
La perte de charge linéaire **: Σ hp_{asplin} = 0,026 m**
Perte de charge totale d'aspiration : **Σ hp_{asp}**= 1.15 × Σ hp_{asplin} = 1.15× 0,026 **= 0,03 m**
La hauteur admissible d'aspiration :

ha_{ad} = 3,35 + 0.5 – 10,11+ 0,2+ $\frac{1,41^2}{2\times9,81}$+ 0.03 **= - 5,92 m**

Donc, nous modifions le type d'installation en optant pour une installation en aspiration :

$ha_{ad} = p_{at}$ **- (NPSH)r – r – Tv -** $\frac{v^2}{2g}$ **- Σ** hp_{asp}……(VI-19)

Alors : ha_{ad} = 10,11 – 3,35 – 0.5 - 0.2 - $\frac{1,41^2}{2\times9,81}$- 0.03 **= 5,92 m**

Le niveau minimum du plan d'aspiration :
∇_{min} = 158 + 0,6 ⇒ ∇_{min} = 158,6 mNGA
La côte de l'axe de la pompe : ∇_{axe} = 158,6 +5,92 − 0,3 ⇒ **∇_{axe} = 164,22 m**

VI.9.1.5. Point de fonctionnement de la pompe :

Données :
Q = 65 l/s ; Lr = 4019,51 m ; HMT = 176,26 m ; Hg = 158 m ; D = 315 mm ; λ = 0,011
R = 10801,021 $s^2.m^{-5}$.
AN :
Hc = 158 + 1295,77 × Q^2

Tableau VI.6 : Les courbes caractéristiques de la conduite de refoulement du SP1.

Q (l/s)	10	15	20	25	30	35	40	45
3Q(l/s)	30	45	60	75	90	105	120	135
Hc (m)	158,13	158,29	158,52	158,81	159,17	159,59	160,07	160,62
Hp (m)	193	192	190	184	176	165	149	131

Le graphique (VI.3) illustre en même temps la courbe caractéristique du refoulement et le point de fonctionnement de la pompe.

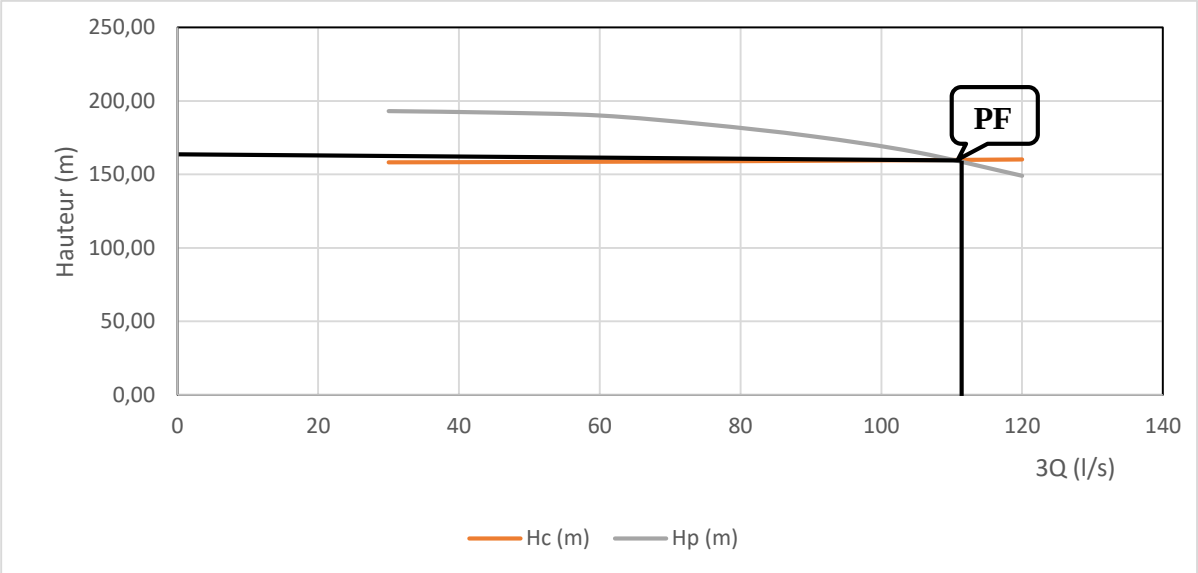


Figure VI.3 : point de fonctionnement de la pompe du SP1.

Le débit et la hauteur manométrique totale au niveau du point de fonctionnement sont :
Qpf = 37 l/s et Hpf = 160 m.
Le débit requis par le réseau est : Débit de Qapp = 26,67 l/s
$0.9Q_{pf} < Q_{app} < 1.1Q_{pf}$ n'est pas vérifier
Donc la pompe sélectionnée implique un réglage.

- Réglage de la pompe :
  - Dans notre situation, le débit de fonctionnement dépasse la demande, nous optons pour une correction de cet excès par le réglage quantitatif ou vannes.
    Selon une application numérique du rapport (VI.4), le rendement de l'installation après vannage est :

$$\eta_{apr,van}^{inst}=73,89\%$$

À l'aide du rendement post-vannage, on détermine la puissance absorbée modifiée avec la relation (VI.6) :

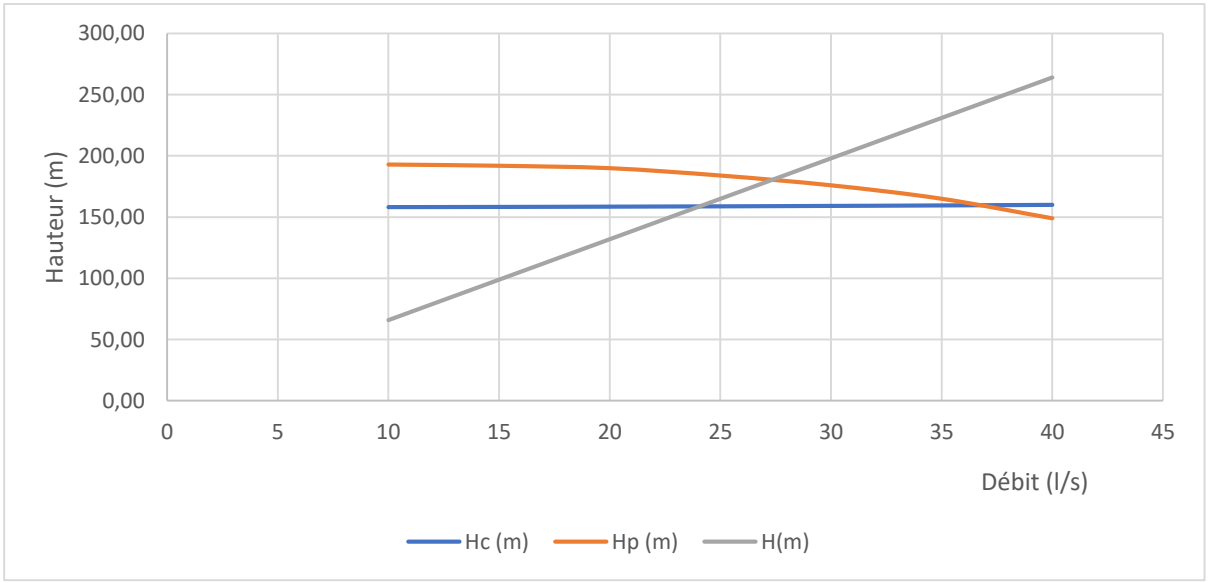
P_{abs} = 66,93 KW

- Rognage : On va déduire la dimension de la roue

On va appliquer l'équation de la droite de rognage (VI.10) :

$$H = a \times Q \text{.....(VI.10)}$$

Avec : $a = \frac{H_{app}}{Q_{app}} = \frac{176,26}{26,67} = 6,6$



FigureVI.4 : Rognage de la pompe 01.

Le diamètre rogné : c'est le diamètre extérieur de la roue

$$d = D\sqrt{\frac{Q_{app}}{Q}} = 235{,}7mm$$

Avec D = 250 mm (Caprari).

$$m = \frac{d}{D} = \frac{235{,}7}{250} = 0{,}94$$

$$R = (1 - m) \times 100 = 6 < 15\%$$

Donc le rognage est une solution efficace.

- Modification de la vitesse : On va déduire la vitesse de rotation

On va appliquer l'équation de la courbe de proportionnalité :

$$H = b \times Q^2 \text{ ……..(VI.11)}$$

Avec :$b = \frac{H_{app}}{{Q_{app}}^2} = \frac{176{,}26}{26{,}67^2} = 0{,}25$

Tableau VI.7 :la courbe caractéristique de proportionnalité de la conduite de refoulement de SP01.

Q (l/s)	10	15	20	25	30	35	40	45
H(m)	25	56,25	100	156,25	225	306,25	400	506,25

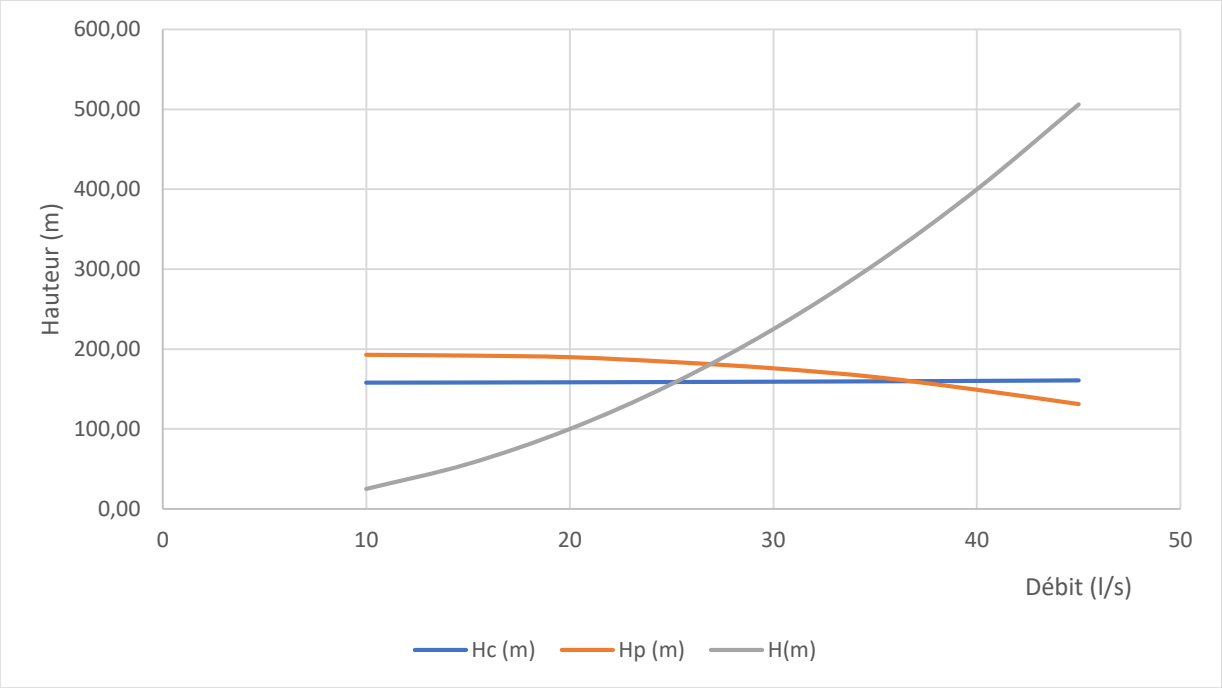


Figure VI.5 : Courbe caractéristique de proportionnalité SP1.

On applique la relation :

$$n = N \times \sqrt{\frac{H_{app}}{H}} = 2900 \times \sqrt{\frac{160{,}2}{180}} = 2735{,}85\ tr/min$$

On peut calculer n avec :

$$n = N \times \frac{Q_{app}}{Q} = 2900 \times \frac{25}{26{,}5} = 2735{,}85 tr/min$$

Donc la nouvelle vitesse de rotation est : n = 2735,85 tr/min.

D'après Caprari le nouveau rendement pour cette vitesse : 79 %.
Donc : $P_{abs} = 60{,}74\ Kw$.

VI.9.2. Station de pompage 02 :

Le tableau ci-après présente les caractéristiques des stations de pompage.

Tableau VI.8 : Caractéristiques de la première station de pompage SP2.

Station de pompage	Débit(l/s)	HMT(m)	Hg(m)	Longueur(m)
SP02	28,86	142	134	1158,85

VI.9.2.1. Choix de la pompe :

Le tableau suivant présente les résultats du catalogue CAPRARI :

Tableau VI.9 : Caractéristiques des pompes pour SP2.

np	Type de pompe	Q (l/s)	la pompe	Qp (l/s)	Hp (m)	η (%)	Pabs (kw)	N (tr/min)	(NPSH)r (m)	N°étage
1	Monobloc	28,86	PM 100/2A	34,6	145	76,7	64,1	2900	3,74	2
2		14,43	PM 100/8A	17,5	145	75,8	32,7	1450	1,91	8
3		9,62	PM 80/11A	10,6	143	72,1	20,6	1450	1,43	11
4		7,21	HMU40-2/5B	7,02	141	70,8	13,5	2900	2,02	5
5		5,77	HMU40-2/6D	6,53	144	70	12,9	2900	2	6
6		4,81	HMU40-2/5C	5,36	143	67,5	11,2	2900	1,94	5

Nous prévoyons d'opter pour une pompe, accompagnée d'une pompe de secours, pour cette station de pompage. Ces choix assurent un débit et une hauteur manométrique HMT malgré un nombre limité de pompes tout en garantissant une excellente performance et un faible (NPSH)r.

VI.9.2.2. Courbe caractéristique de la pompe :

Les graphes de la pompe : [H ; Q], [Pabs ; Q], [η ; Q], [(NPSH)r ; Q] sont obtenus à partir du logiciel CAPRARI et représentés dans l'illustration suivante.

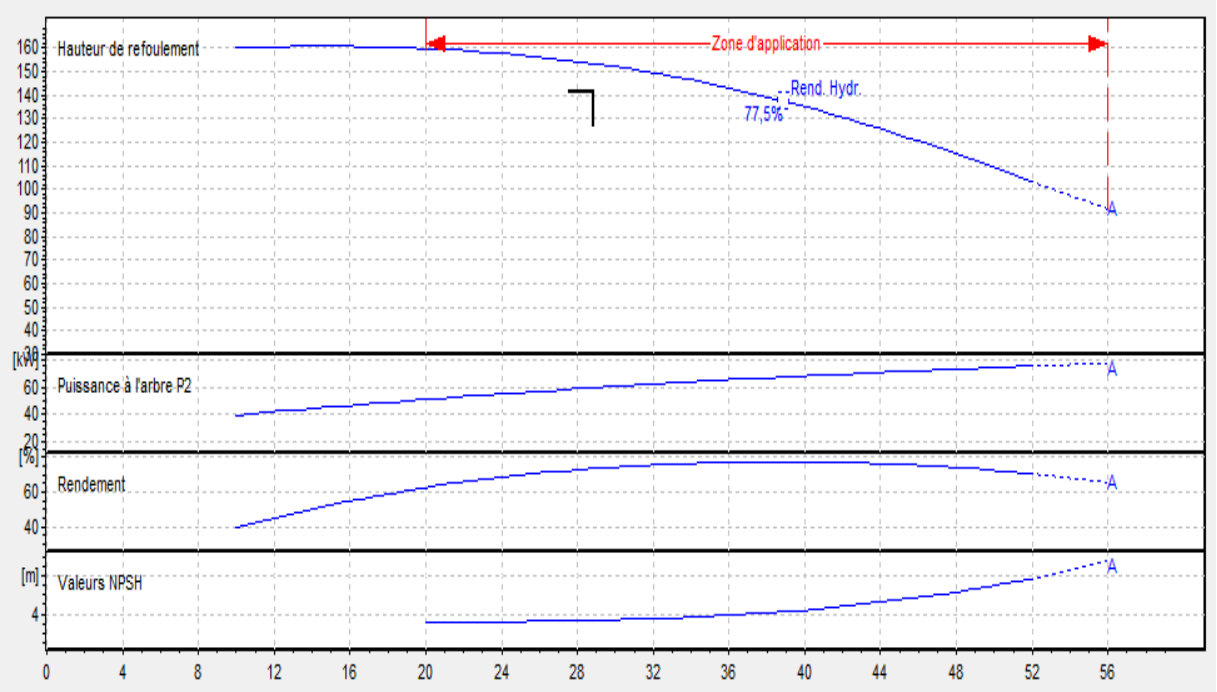


Figure VI.6 : Les courbes caractéristiques de la pompe du SP2 (Caprari).

VI.9.2.3. Description de la pompe :

- Pompe monobloc pour hautes pressions à axe horizontal
- Roues : en fonte
- Cors d'aspiration, refoulement et intermédiaires : en fonte
- Poids de la pompe : 752 Kg

Le tableau ci-dessous présente les caractéristiques techniques de la pompe :

Tableau VI.10 : Les caractéristiques techniques de la pompe du SP2(Caprari).

Pompe	PM100/2A
Débit (l/s)	28,86
Hauteur de refoulement(m)	145
Puissance absorbé (KW)	64,1
Rendement (%)	76,7
Hauteur manométrique H(Q=0) (m)	159
Orifice de refoulement (mm)	100

➢ **Encombrement de la pompe :**

Selon le répertoire de CAPRARI, l'image ci-dessous illustre les dimensions de la pompe :

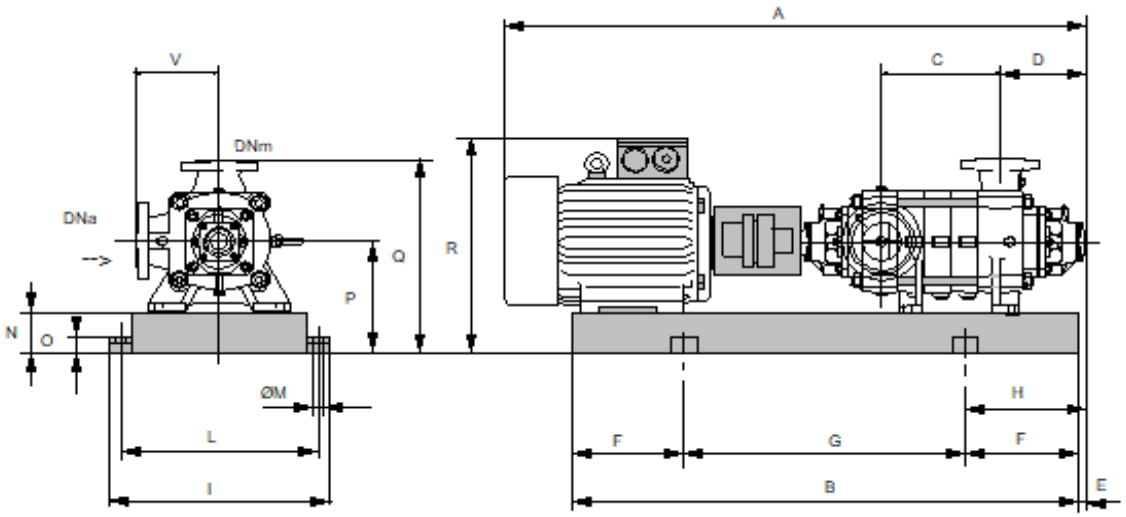


Figure VI.7: l'encombrement de la pompe PM100/2A (CAPRARI).

Le tableau ci-dessous résume les dimensions de la pompe :

Tableau VI.11 : Dimensions de la pompe PM100/2A.

A = 2115	E = 200	M = 20	V = 270
B = 1490	F = 250	N = 140	
C = 245	G = 990	O = 45	
D = 293	H = 450	P = 420	
DNa = 125	I = 670	Q = 690	
DNm = 100	L = 620	R = 860	

VI.9.2.4. Etude de cavitation de la SP 02 :

On a : (NPSH)r = 3,63

La pression atmosphérique : **Pat** = 10,33 – 0,00139 × 313 **= 9,89**

Le diamètre de la conduite d'aspiration : Da = 200 Avec da = 125 mm

La vitesse d'aspiration : **Va** = $V_a = \frac{4\times0,02886}{\pi\times0,1636^2}$ **= 1,37 m/s**

Le Coefficient de frottement : **λ = 0.011**

La perte de charge linéaire **: Σ hp_{asplin} = 0,031 m**

Perte de charge totale d'aspiration : **Σ hp_{asp}**= 1.15 × Σ hp_{asplin} = 1.15× 0,031 **= 0,035 m**

La hauteur admissible d'aspiration :

ha_{ad} = 3,63 + 0.5 – 9,89+ 0,2+ $\frac{1,37^2}{2\times9,81}$+ 0.035 **= - 5,5 m**

Donc, nous modifions le type d'installation en optant pour une installation en aspiration :

ha_{ad}**=** p_{at} **- (NPSH)r – r – Tv -** $\frac{v^2}{2g}$**-** Σ hp_{asp}

Alors : ha_{ad} = 9,89 – 3,63 – 0.5 - 0.2 - $\frac{1,37^2}{2\times9,81}$- 0.035 **= 5,5 m**

Le niveau minimum du plan d'aspiration :

∇_{min} = 313 + 0,6 ⇒ ∇_{min} = 313,6 mNGA

La côte de l'axe de la pompe : ∇_{axe} = 313,6 +5,5 − 0,3 ⇒ **∇_{axe} = 318,8 m**

VI.9.2.5. Point de fonctionnement de la pompe :

Données :

Q = 28,86 l/s ; L_r = 1810,9 m ; HMT = 142 m ; Hg = 134 m ; D = 200 mm ; λ = 0,011

R = 3607,46 $s^2.m^{-5}$.

AN :

$H_c = 134 + 5657{,}85 \times Q^2$

Tableau VI.12 : Les courbes caractéristiques de la conduite de refoulement du SP2.

Q (l/s)	10	15	20	25	30	35	38	45	50	52
Hc (m)	134,36	134,81	135,44	136,25	137,25	138,42	139,77	141,30	143,02	143,75
Hp (m)	162	161	160	157	152	145	135	123	109	104

Le graphique (VI.8) illustre en même temps la courbe caractéristique du refoulement et le point de fonctionnement de la pompe.

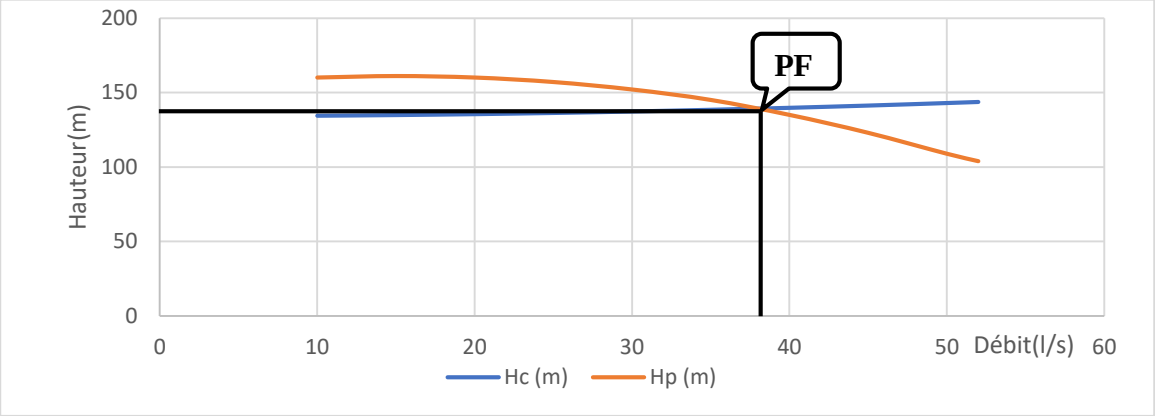


Figure VI.8 : point de fonctionnement de la pompe du SP2.

Le débit et la hauteur manométrique totale au niveau du point de fonctionnement sont :

Q_{pf} = 38 l/s et H_{pf} = 140 m.

Le débit requis par le réseau est : Débit de Q_{app} = 28,86 l/s

$0.9Q_{pf} < Q_{app} < 1.1Q_{pf}$ n'est pas vérifier

Donc la pompe sélectionnée demandera un réglage.

- Réglage de la pompe :
  - Dans notre situation, le débit de fonctionnement dépasse la demande, nous optons pour une correction de cet excès par le réglage quantitatif ou vannes.
    Selon une application numérique du rapport (VI.4), le rendement de l'installation après vannage est :

$$\eta_{apr,van}^{inst} = 71{,}18\%$$

À l'aide du rendement post-vannage, on détermine la puissance absorbée modifiée avec la relation (VI.6) :

P_{abs} =56,48 KW

- Rognage : On va déduire la dimension de la roue

On va appliquer l'équation de la droite de rognage :

$$H = a \times Q$$

Avec :$a = \frac{H_{app}}{Q_{app}} = \frac{142}{28,86} = 4,92$

Tableau VI.13 : Droite de rognage.

Q (l/s)	10	15	20	25	30	35	40	50	52
H(m)	49,2	73,8	98,4	123	147,6	172,2	196,8	246	255,84

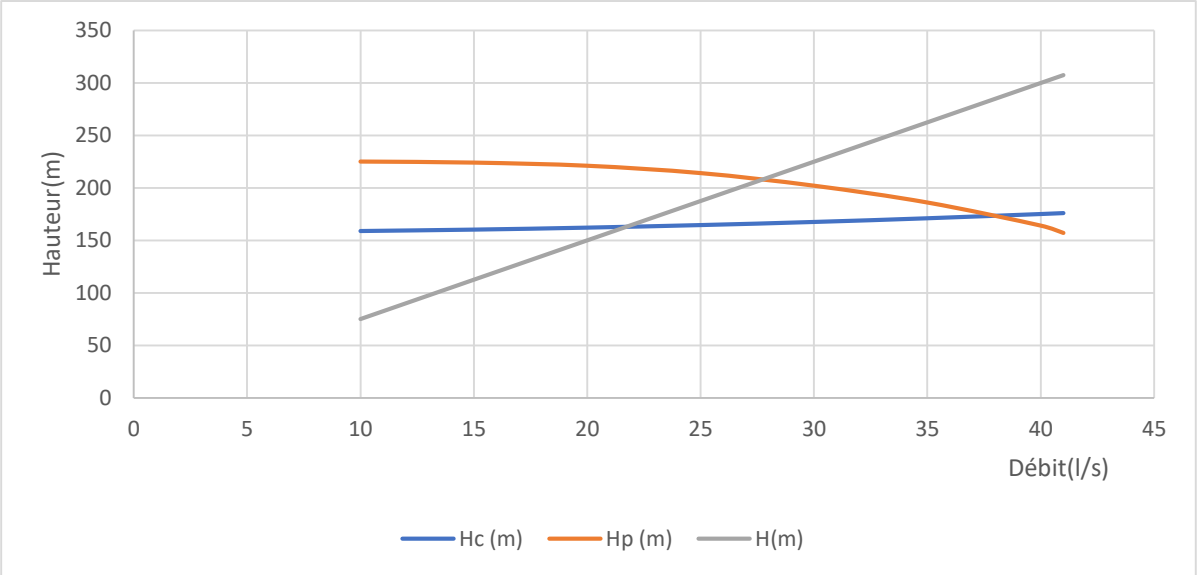


Figure VI.9 : Courbe caractéristique de rognage SP2.

Le diamètre rogné : c'est le diamètre extérieur de la roue

$$d = D\sqrt{\frac{Q_{app}}{Q}} = 217,87mm$$

Avec D = 250 mm (Caprari).

$$m = \frac{d}{D} = \frac{217,87}{250} = 0,87$$

$$R = (1 - m) \times 100 = 13 < 15\%$$

Donc le rognage est une solution efficace.

- Modification de la vitesse : On va déduire la vitesse de rotation

On va appliquer l'équation de la courbe de proportionnalité :

$$H = b \times Q^2$$

Avec :$b = \frac{H_{app}}{{Q_{app}}^2} = \frac{142}{28,86^2} = 0,17$

Tableau VI.14 :la courbe caractéristique de proportionnalité de la conduite de refoulement de SP02.

Q (l/s)	10	15	20	25	30	35	40	45	50	52
H(m)	17	38,25	68	106,25	153	208,25	425	459,68	17	38,25

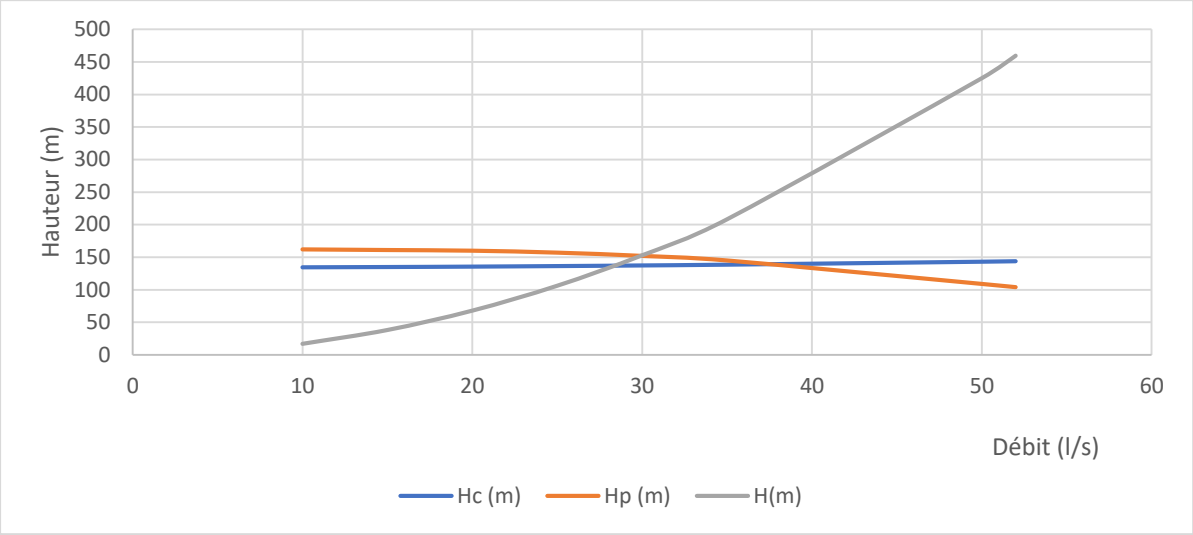


Figure VI.10 : Courbe caractéristique de proportionnalité SP2.

On applique la relation :

$$n = N \times \sqrt{\frac{H_{app}}{H}} = 2900 \times \sqrt{\frac{130,7}{150}} = 2707\ tr/min$$

On peut calculer n avec :

$$n = N \times \frac{Q_{app}}{Q} = 2900 \times \frac{28}{30} = 2706,67 tr/min$$

Donc la nouvelle vitesse de rotation est : n = 2707 tr/min.

D'après Caprari le nouveau rendement pour cette vitesse : 66,6 %.

Donc : $P_{abs} = 55,56\ Kw$.

VI.9.3. Station de pompage 03 :

Le tableau ci-après présente les caractéristiques des stations de pompage.

Tableau VI.15 : Caractéristiques de la première station de pompage SP3 :

Station de pompage	Débit(l/s)	HMT(m)	Hg(m)	Longueur(m)
SP03	28,86	257	222	1810,9

VI.9.3.1. Choix de la pompe :

Le tableau suivant présente les résultats du catalogue CAPRARI :

Tableau VI.16 : Caractéristiques des pompes pour SP3.

np	Type de pompe	Q (l/s)	la pompe	Qp (l/s)	Hp (m)	η (%)	Pabs (kw)	N (tr/min)	(NPSH)r (m)	N°étage
1	Monobloc	28,86	PM 100/5D	31	250	76,6	101	2900	3,47	5
2		14,43	PM 80/9E	18,2	260	72,9	63,7	2900	2,87	9
3		9,62	HMU50-1/6A	10,2	249	70,4	35,7	2900	2,17	6
4		7,21	HMU50-1/6B	7,33	247	65,5	27,9	2900	1,96	6
5		5,77	HMU50-1/6B	6,44	252	62,7	26,3	2900	2	6
6		4,81	HMU50-1/6B	5,67	255	59,9	24,6	2900	2,08	6

Nous prévoyons d'opter pour une pompe, accompagnée d'une pompe de secours, pour cette station de pompage. Ces choix assurent un débit et une hauteur manométrique HMT malgré un nombre limité de pompes tout en garantissant une excellente performance et un faible (NPSH)r.

VI.9.3.2. Courbe caractéristique de la pompe :

Les graphes de la pompe : [H ; Q], [Pabs ; Q], [η ; Q], [(NPSH)r ; Q] sont obtenus à partir du logiciel CAPRARI et représentés dans l'illustration suivante.

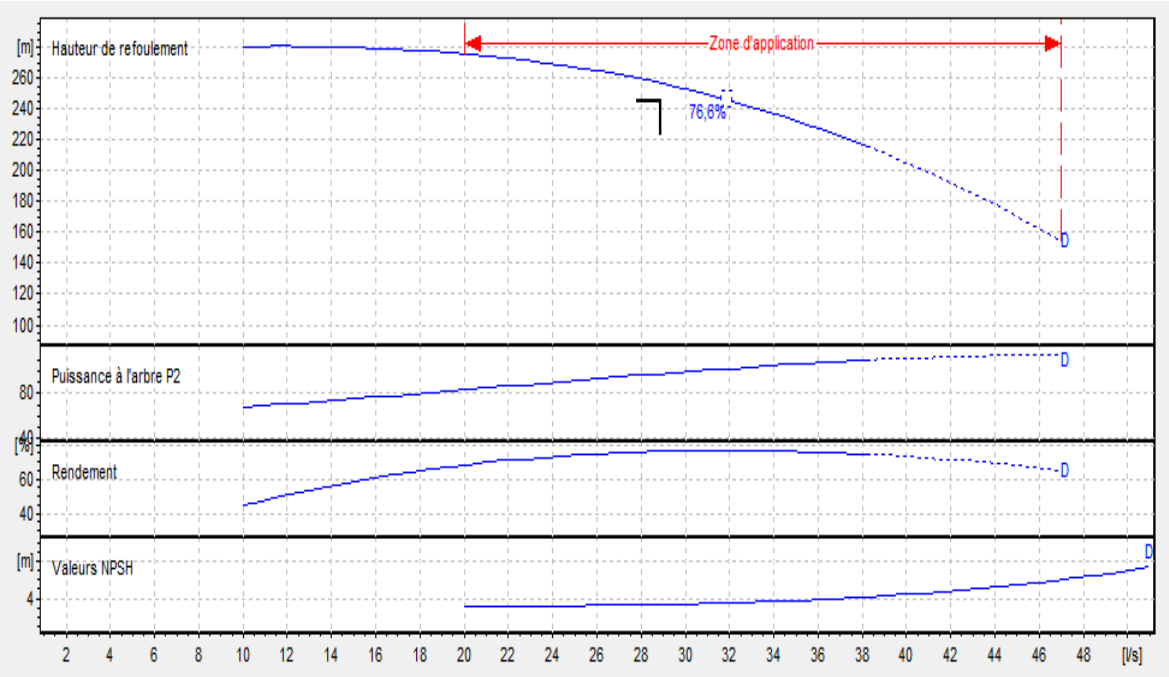


Figure VI.11 : Les courbes caractéristiques de la pompe du SP3 (Caprari).

VI.9.3.3. Description de la pompe :

- Pompe centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal
- Roues : en fonte
- Cors d'aspiration, refoulement et intermédiaires : en fonte
- Poids de la pompe : 1110 Kg

Le tableau ci-dessous présente les caractéristiques techniques de la pompe :

Tableau VI.17 : Les caractéristiques techniques de la pompe du SP3(Caprari).

Pompe	PM100/4B
Débit (l/s)	31
Hauteur de refoulement(m)	250
Puissance absorbé (KW)	101
Rendement (%)	76,6
Hauteur manométrique H(Q=0) (m)	276
Orifice de refoulement (mm)	100

➢ **Encombrement de la pompe :**

Selon le répertoire de CAPRARI, l'image ci-dessous illustre les dimensions de la pompe :

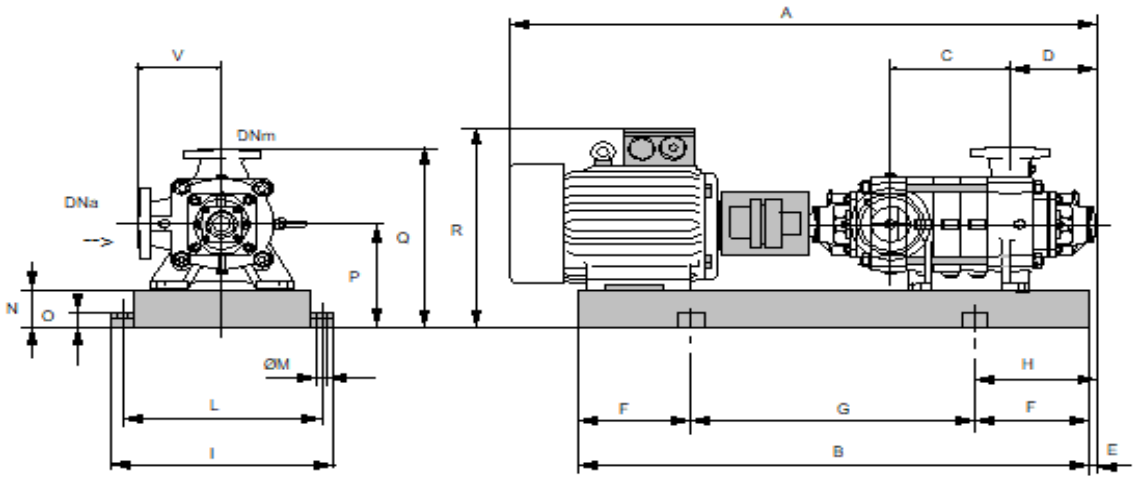


Figure VI.12: l'encombrement de la pompe PM100/5D (CAPRARI).

Le tableau ci-dessous résume les dimensions de la pompe :

Tableau VI.18 : Dimensions de la pompe PM100/5D.

A = 2265	E = 190	M = 22	V = 270
B = 1743	F = 300	N = 160	
C = 395	G = 1143	O = 50	
D = 293	H = 490	P = 475	
DNa = 125	I = 760	Q = 745	
DNm = 100	L = 710	R = 915	

VI.9.3.4. Etude de cavitation de la SP 03 :

On a : (NPSH)r = 3,47

La pression atmosphérique : **Pat** = 10,33 – 0,00139 × 447 **= 9,7**

Le diamètre de la conduite d'aspiration : Da = 250 Avec da = 125 mm

La vitesse d'aspiration : **Va** = V_a = $\frac{4\times0,02886}{\pi\times0,1816^2}$ = **1,11 m/s**

Le Coefficient de frottement : **λ = 0.011**

La perte de charge linéaire **: Σ hp_{asplin} = 0,01 m**

Perte de charge totale d'aspiration : **Σ hp_{asp}**= 1.15 × Σ hp_{asplin} = 1.15× 0,01 **= 0,011 m**

La hauteur admissible d'aspiration :

ha_{ad} = 3,47 + 0.5 – 9,7+ 0,2 + $\frac{1,11^2}{2\times9,81}$+ 0,011 **= - 5,45 m**

Donc, nous modifions le type d'installation en optant pour une installation en aspiration :

ha_{ad}**=** p_{at} **- (NPSH)r – r – Tv -** $\frac{v^2}{2g}$**- Σ** hp_{asp}

Alors : ha_{ad} = 9,7 – 3,47 – 0.5 – 0,2 - $\frac{1,11^2}{2\times9,81}$- 0,011 **= 5,45 m**

Le niveau minimum du plan d'aspiration :

∇_{min} = 447 + 0,6 ⇒ ∇_{min} = 447,6 mNGA

La côte de l'axe de la pompe : ∇_{axe} = 447,6 + 5,45 − 0,3 ⇒ **∇_{axe} = 452,75 m**

VI.9.3.5. Point de fonctionnement de la pompe :

Données :

Q = 28,86 l/s ; L_r = 1810,9 m ; HMT = 246,16 m ; Hg = 222 m ; D = 200 mm ; λ = 0,011

R = 5657,85 $s^2.m^{-5}$.

AN :

$H_c = 222 + 5657{,}85 \times Q^2$

Cette courbe sera décalée sur l'axe des abscisses par une valeur q de 8l/s, correspondant au débit qui alimente EL MROUDJ.

Tableau VI.19 : Les courbes caractéristiques de la conduite de refoulement du SP3.

Q (l/s)	10	15	20	25	30	35	38
Hc (m)	222,02	222,28	222,81	223,64	224,74	226,12	227,09
Hc déc (m)	222,02	222,28	222,81	223,64	224,74	226,12	227,09
Hp (m)	281	280	276	267	253	233	217

Le graphique (VI.13) illustre en même temps la courbe caractéristique du refoulement et le point de fonctionnement de la pompe.

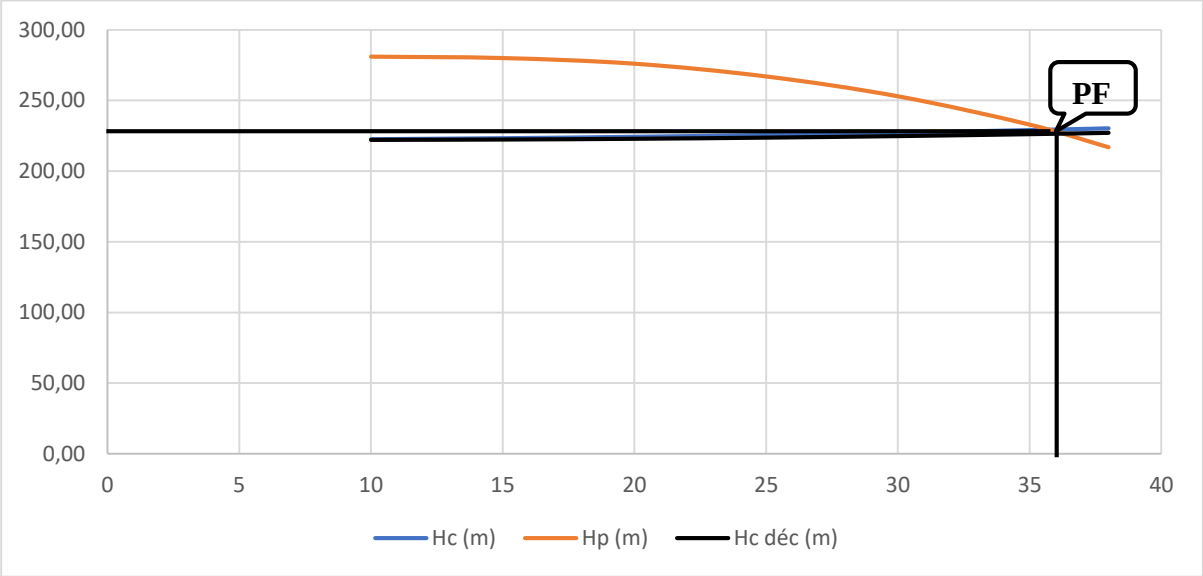


Figure VI.13 : point de fonctionnement de la pompe du SP3.

Le débit et la hauteur manométrique totale au niveau du point de fonctionnement sont :

Qpf = 36 l/s et Hpf = 228 m.

Le débit requis par le réseau est : Débit de Qapp = 28,86 l/s

$0.9Q_{pf} < Q_{app} < 1.1Q_{pf}$ n'est pas vérifier

Donc la pompe sélectionnée demandera un réglage.

➢ Réglage de la pompe :

- Dans notre situation, le débit extrait dépasse la demande, nous optons pour une correction de cet excès par le réglage quantitatif ou vannes.
  Selon une application numérique du rapport (VI.4), le rendement de l'installation après vannage est :

$$\eta_{apr,van}^{inst}=73{,}37\%$$

À l'aide du rendement post-vannage, on détermine la puissance absorbée modifiée avec la relation (VI.6) :

P_{abs} =94,99 KW

- Rognage : On va déduire la dimension de la roue

On va appliquer l'équation de la droite de rognage :

$$H = a \times Q$$

Avec :$a = \frac{H_{app}}{Q_{app}} = \frac{246{,}16}{28{,}86} = 8{,}53$

Tableau VI.20 :la courbe caractéristique de proportionnalité de la conduite de refoulement de SP03.

Q (l/s)	10	15	20	25	30	35	38
H(m)	85,3	127,95	170,6	213,25	255,9	298,55	324,14

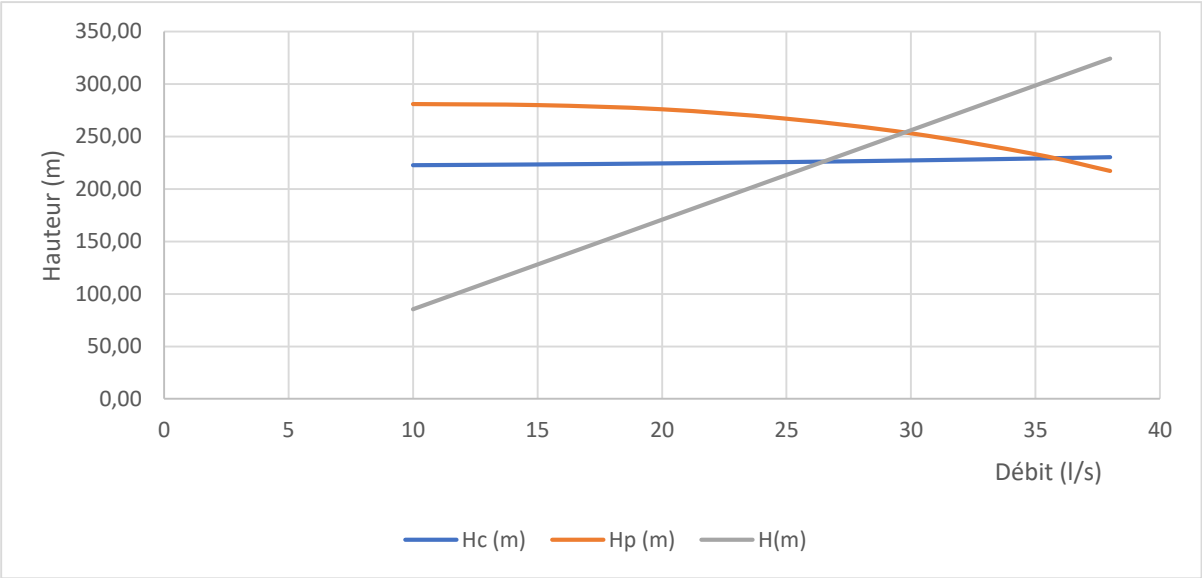


Figure VI.14 : Courbe caractéristique de rognage SP3.

Le diamètre rogné : c'est le diamètre extérieur de la roue

$$d = D\sqrt{\frac{Q_{app}}{Q}} = 236{,}95mm$$

Avec D = 250 mm (Caprari).

$$m = \frac{d}{D} = \frac{236,95}{250} = 0,94$$

$$R = (1 - m) \times 100 = 6 < 15\%$$

Donc le rognage est une solution efficace.

- Modification de la vitesse : On va déduire la vitesse de rotation

On va appliquer l'équation de la courbe de proportionnalité :

$$H = b \times Q^2 \text{ ……..(VI.10)}$$

Avec : $b = \frac{H_{app}}{{Q_{app}}^2} = \frac{246,16}{28,86^2} = 0,3$

Tableau VI.21 :la courbe caractéristique de proportionnalité de la conduite de refoulement de SP03.

Q (l/s)	10	15	20	25	30	35	38
H(m)	30	67,5	120	187,5	270	367,5	433,2

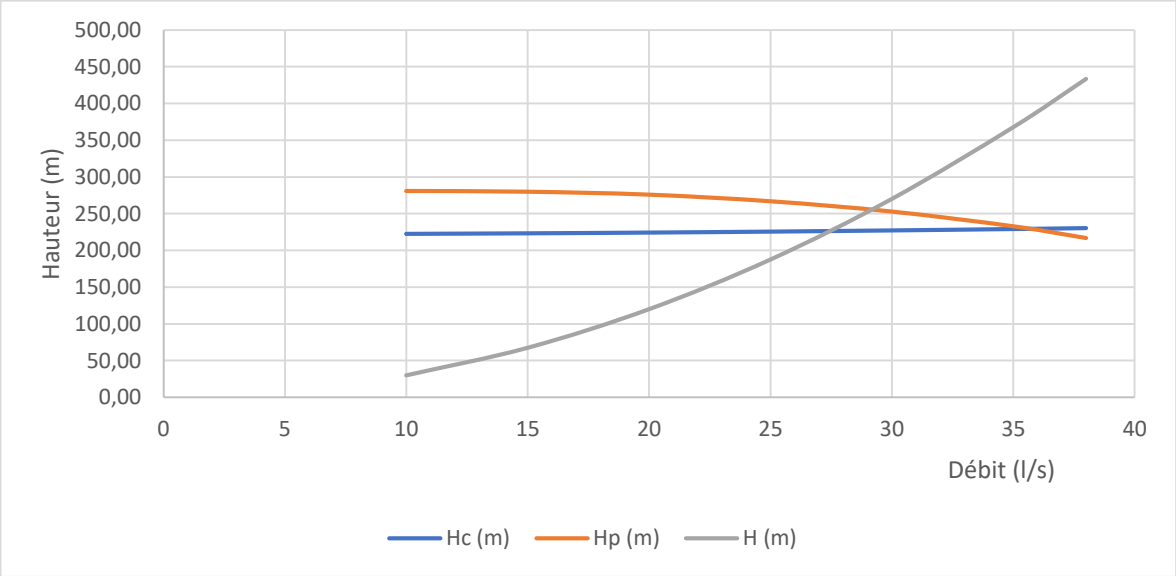


Figure VI.15 : Courbe caractéristique de proportionnalité SP3.

On applique la relation :

$$n = N \times \sqrt{\frac{H_{app}}{H}} = 2900 \times \sqrt{\frac{224,8}{250}} = 2749,95\ tr/min$$

On peut calculer n avec :

$$n = N \times \frac{Q_{app}}{Q} = 2900 \times \frac{27,5}{29} = 2750 tr/min$$

Donc la nouvelle vitesse de rotation est : n = 2750 tr/min.

D'après Caprari le nouveau rendement pour cette vitesse : 74,7 %.

Donc : $P_{abs} = 85,2\ Kw$.

VI.8.4. Station de pompage 04 :

Le tableau ci-après présente les caractéristiques des stations de pompage.

Tableau VI.22 : Caractéristiques de la première station de pompage SP4 :

Station de pompage	Débit(l/s)	HMT(m)	Hg(m)	Longueur(m)
SP04	18,69	150	131	1938,55

VI.9.4.1. Choix de la pompe :

Le tableau suivant présente les résultats du catalogue CAPRARI :

Tableau VI.23 : Caractéristiques des pompes pour SP4.

np	Type de pompe	Q (l/s)	la pompe	Qp (l/s)	Hp (m)	η (%)	Pabs (kw)	N (tr/min)	(NPSH)r (m)	N°étage
1	Monobloc	18,69	PM100/8A	17,1	147	75,7	32,4	1450	1,91	8
2		9,34	PM80/12A	10,7	155	72,4	22,6	1450	1,43	12
3		6,23	HMU50-1/5D	8,01	162	67,8	19	2900	1,97	5
4		4,67	HVU25/5A+25	6,19	164	68,8	14,4	2900	1,98	5
5		3,74	HMU40-2/7E	5,06	165	66,7	12,3	2900	1,98	7
6		3,11	HVU18/6L+15	3,76	158	64,5	9,04	2900	2,33	6

Nous prévoyons d'opter pour trois pompes, accompagnées d'une pompe de secours, pour cette station de pompage. Ces choix assurent un débit et une hauteur manométrique HMT malgré un nombre limité de pompes tout en garantissant une excellente performance et un faible (NPSH)r.

VI.9.4.2. Courbe caractéristique de la pompe :

Les graphes de la pompe : [H ; Q], [Pabs ; Q], [η ; Q], [(NPSH)r ; Q] sont obtenus à partir du logiciel CAPRARI et représentés dans l'illustration suivante.

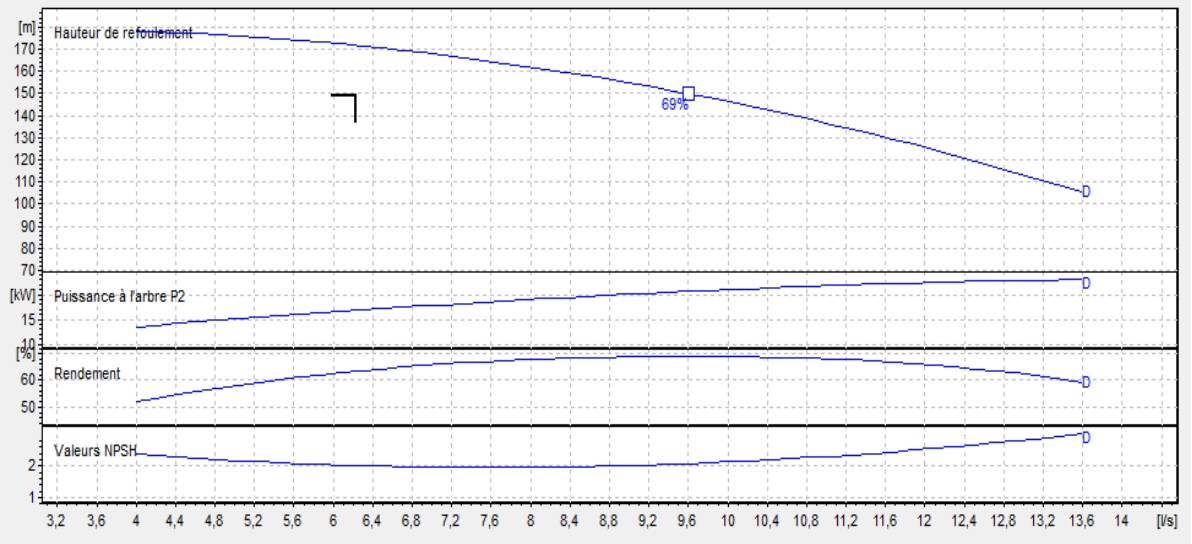


Figure VI.16 : Les courbes caractéristiques de la pompe du SP4 (Caprari).

VI.9.4.3. Description de la pompe :

- Pompe centrifuge multicellulaire de surface à axe horizontal
- Roues : en fonte
- Cors d'aspiration, refoulement et intermédiaires : en fonte
- Poids de la pompe : 172 Kg

Le tableau ci-dessous présente les caractéristiques techniques de la pompe :

Tableau VI.24 : Les caractéristiques techniques de la pompe du SP4(Caprari).

Pompe	HMU50-1/5D
Débit (l/s)	6,23
Hauteur de refoulement(m)	162
Puissance absorbé (KW)	19
Rendement (%)	67,8
Hauteur manométrique H(Q=0) (m)	174
Orifice de refoulement (mm)	50

- **Encombrement de la pompe :**

Selon le répertoire de CAPRARI, l'image ci-dessous illustre les dimensions de la pompe :

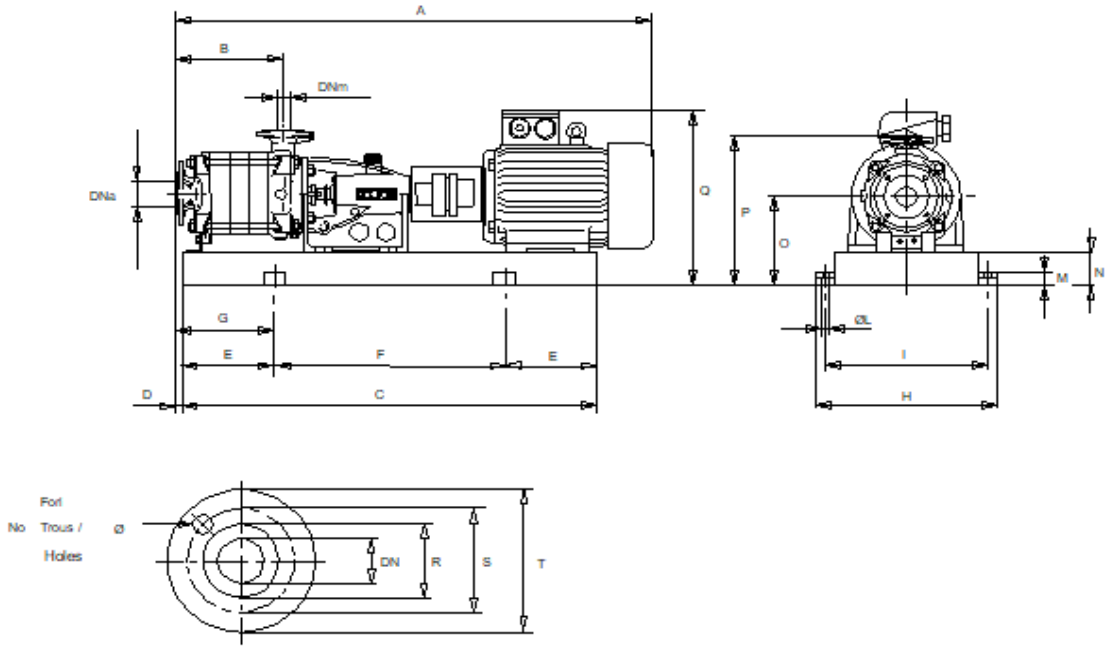


Figure VI.17 : l'encombrement de la pompe HMU50-1/5D (CAPRARI).

Le tableau ci-dessous résume les dimensions de la pompe :

Tableau VI.25 : Dimensions de la pompe HMU50-1/5D.

A = 1674	G = 271	O = 300	R = 130
B = 400	H = 530	P = 500	S = 160
C = 1482	I = 480	Q = 594	T = 200
D = 21	L = 20		
E =250	M = 42		
F = 982	N = 100		

VI.9.4.4. Etude de cavitation de la SP 04 :

On a : (NPSH)r = 2,14

La pression atmosphérique : **Pat** = 10,33 – 0,00139 × 669 **= 9,4**

Le diamètre de la conduite d'aspiration : Da = 110 Avec da = 50 mm

La vitesse d'aspiration : **Va** = $V_a = \frac{4\times0,00623}{\pi\times0,09^2}$ = **0,98 m/s**

Le Coefficient de frottement : **λ = 0.0124**

La perte de charge linéaire **: Σ hp_{asplin} = 0,032 m**

Perte de charge totale d'aspiration : **Σ hp_{asp}**= 1.15 × Σ hp_{asplin} = 1.15× 0,032 **= 0,037 m**

La hauteur admissible d'aspiration :

$$ha_{ad} = 2{,}14 + 0.5 - 9{,}4 + 0{,}2 + \frac{0{,}98^2}{2\times 9{,}81} + 0.037 = \mathbf{-\ 6{,}47\ m}$$

Donc, nous modifions le type d'installation en optant pour une installation en aspiration :

$$ha_{ad} = p_{at} - (NPSH)r - r - Tv - \frac{v^2}{2g} - \Sigma\, hp_{asp}$$

Alors : $$ha_{ad} = 9{,}4 - 2{,}14 - 0.5 - 0.2 - \frac{0{,}98^2}{2\times 9{,}81} - 0.0{,}037 = \mathbf{6{,}47\ m}$$

Le niveau minimum du plan d'aspiration :

$\nabla_{min} = 669 + 0{,}6 \Rightarrow \nabla_{min} = 669{,}6$ mNGA

La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 669{,}6 + 6{,}47 - 0{,}3 \Rightarrow \mathbf{\nabla_{axe} = 675{,}77\ m}$

VI.9.4.5. Point de fonctionnement de la pompe :

Données :

Q = 6,23 l/s ; L_r = 1938,55 m ; HMT = 150 m ; Hg = 131 m ; D = 160 mm ; λ = 0,0116

R = 19849,62 $s^2.m^{-5}$.

AN :

$H_c = 131 + 19849{,}62 \times Q^2$

Tableau VI.26 : Les courbes caractéristiques de la conduite de refoulement du SP4.

Q (l/s)	4	6	8	10	12	13,6
3Q(l/s)	12	18	24	30	36	40,8
Hc (m)	131,31	131,71	132,25	132,95	133,86	134,67
Hp (m)	178	173	162	146	126	106

Le graphique (VI.18) illustre en même temps la courbe caractéristique du refoulement et le point de fonctionnement de la pompe.

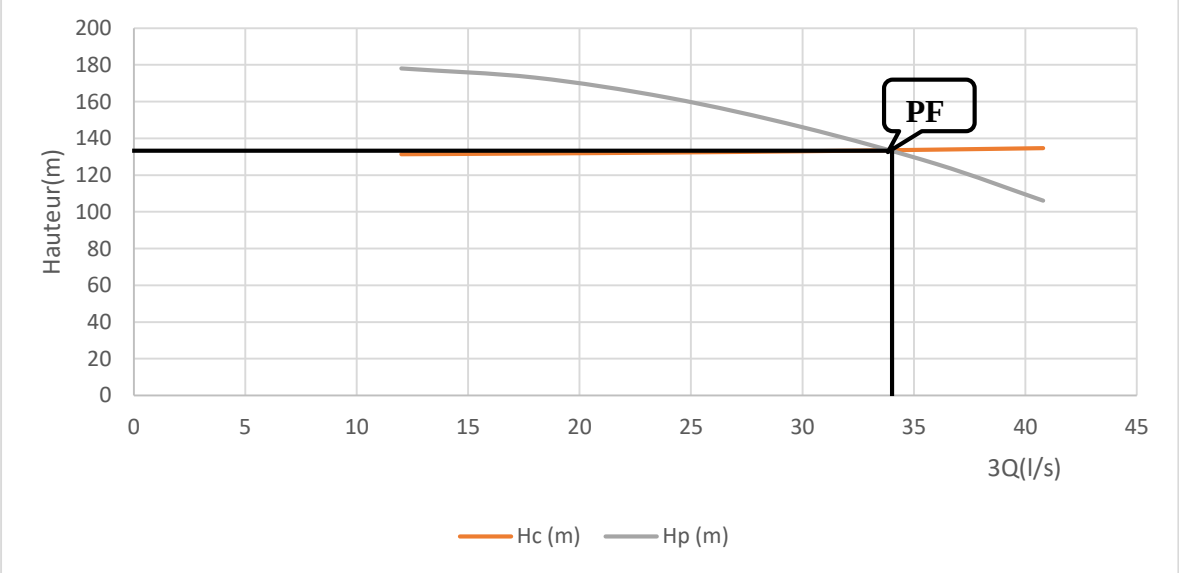


Figure VI.18 : point de fonctionnement de la pompe du SP4.

Le débit et la hauteur manométrique totale au niveau du point de fonctionnement sont :
Qpf = 11,5 l/s et Hpf = 135 m.
Le débit requis par le réseau est : Débit de Qapp = 6,23 l/s
$0.9Q_{pf} < Q_{app} < 1.1Q_{pf}$ n'est pas vérifier
Donc la pompe sélectionnée demandera un réglage.

- ➢ Réglage de la pompe :
- Dans notre situation, le débit extrait dépasse la demande, nous optons pour une correction de cet excès par le réglage quantitatif ou vannes.
  Selon une application numérique du rapport (VI.4), le rendement de l'installation après vannage est :

$$\eta_{apr,van}^{inst}=59{,}13\%$$

À l'aide du rendement post-vannage, on détermine la puissance absorbée modifiée avec la relation (VI.6) :
P_{abs}= 15,5 KW

- Rognage : On va déduire la dimension de la roue

On va appliquer l'équation de la droite de rognage :

$$H = a \times Q$$

Avec :$a = \frac{H_{app}}{Q_{app}} = \frac{150}{6{,}23} = 24{,}08$

Tableau VI.27 :la courbe caractéristique de rognage SP04.

Q (l/s)	4	6	8	10	12	13,6
H(m)	96,308	144,462	192,616	240,77	288,924	327,4472

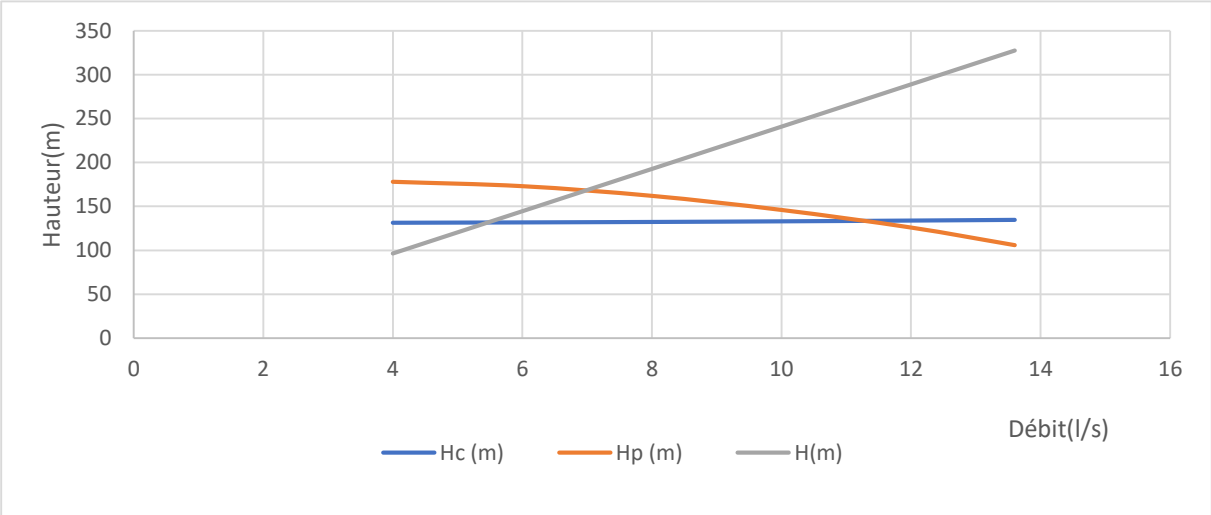


Figure VI.19 : Courbe caractéristique de proportionnalité SP4.

Le diamètre rogné : c'est le diamètre extérieur de la roue

$$d = D\sqrt{\frac{Q_{app}}{Q}} = 147{,}2mm$$

Avec D = 200 mm (Caprari).

$$m = \frac{d}{D} = \frac{147,2}{200} = 0,736$$

$$R = (1 - m) \times 100 = 26,4 > 15\%$$

Donc le rognage n'est pas une solution efficace.

- Modification de la vitesse : On va déduire la vitesse de rotation

On va appliquer l'équation de la courbe de proportionnalité :

$$H = b \times Q^2$$

Avec :$b = \frac{H_{app}}{{Q_{app}}^2} = \frac{246,16}{28,86^2} = 3,9$

Tableau VI.28 :la courbe caractéristique de proportionnalité de la conduite de refoulement de SP04.

Q (l/s)	4	6	8	10	12	13,6
H(m)	62,4	140,4	249,6	390	561,6	721,344

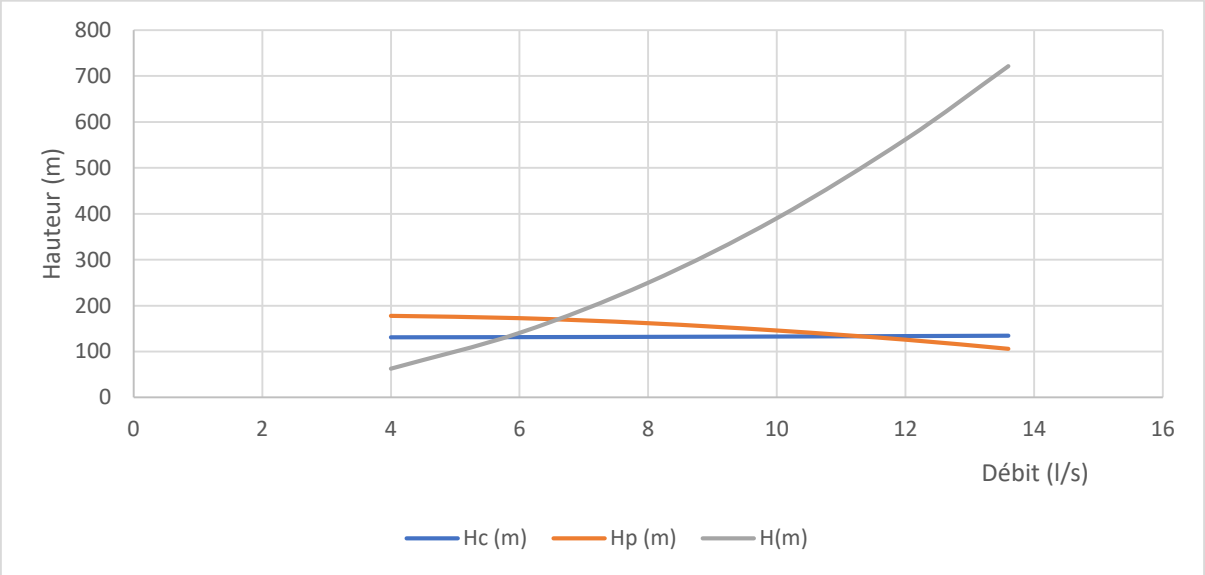


Figure VI.20 : Courbe caractéristique de proportionnalité SP4.

On applique la relation :

$$n = N \times \sqrt{\frac{H_{app}}{H}} = 2900 \times \sqrt{\frac{120}{170}} = 2436,47\ tr/min$$

On peut calculer n avec :

$$n = N \times \frac{Q_{app}}{Q} = 2900 \times \frac{5,77}{6,87} = 2435,66 tr/min$$

Donc la nouvelle vitesse de rotation est : n = 2435,66 tr/min.

D'après Caprari le nouveau rendement pour cette vitesse : 69 %.

Donc : $P_{abs} = 10,63\ Kw$.

- Temps de pompage : on va réduire le temps de pompage.

$$T' = T \times \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} = 10,8h$$

VI.9.5. Choix de la solution d'adaptation des pompes :

Tableau VI.29. Choix de la solution d'adaptation des pompes.

Solution		Vannage	Rognage	Vitesse	$T_{pompage}$	Observations
SP1	Pabs	66,93	63,3	65,1	/	Rognage efficace. On prend comme solution la vitesse.
	η	73,89	73,8	75		
SP2	Pabs	56,48	66,3	60,4	/	Rognage efficace. On prend comme solution le rognage.
	η	71,18	77,4	74,3		
SP3	Pabs	94,99	98,7	98	/	Rognage efficace. On prend comme solution le rognage.
	η	73,37	76,3	76,1		
SP4	Pabs	15,5	17,8	17,5	10,91	Rognage n'est pas efficace. On prend comme solution le temps de pompage.
	η	59,13	65,8	65,1	67,2	

VI.10. Dimensionnement du bâtiment :

VI.10.1. Station de pompage 01 :

- **Hauteur du bâtiment :**

Hb = h5 + h6 + h7 + h8 + h9 = **5,35 (m)**

h_5: Distance verticale h_5 = hp + hsocle + hreserve = **1,35 (m)**

hreserve = **0,5 (m)**

hsocle = (30 ÷50) = 30 (cm) = **0,3 (m)**

hp : Hauteur de la pompe d'après Caprari. Q-N=690-140 = 550 (mm) = **0.55 (m)**

- ✓ **h6** : Hauteur réservée à l'homme. h6 = **2,2 (m)**
- ✓ **h7** : Hauteur de pont roulant h7 = **0,5 (m)**
- ✓ **h8** : Hauteur profilée h8 = **0,8 (m)**
- ✓ **h9** : Hauteur de sécurité h9 = **0,5 (m)**

❖ On prend comme largeur de bâtiment une hauteur normalise qui est égale à **lb= 6 (m)**

- **Largeur du bâtiment :**

lb= Bm+l_{bureau}+1,2=**7,84 (m)**

Bm : largeur de la chambre des pompe (m).

$S_{Burreau}$ =longueur ×largeur= 5×3 (m^2).

l_{bureau} : largeur du bereau=3 (m)

$$Bm=l_1+l_2+l_3+l_4+2S= \mathbf{3,64\ (m)}$$

Avec :

- ✓ **S :** l'épaisseur du mur S=20 (cm)= **0,2 (m)**
- ✓ **l_1 :** Distance entre le mur et le 1er organe =(0,2÷0,3)m= **0,2 (m)**
- ✓ **l_2 :** Distance entre les tubulure (asp-ref) d'après caprari c'est V=270 = **0,270 (m)**
- ✓ **l_3 :** Longueur des accessoires a l'aspiration.

✓ **l_4 :** Longueur des accessoires au refoulement.

$$l_3+l_4=lp+ltr+lta+lc+ldiv+lj = \mathbf{2,77\ (m)}$$

lp : largeur de la pompe+ moteur d'après caprari c'est **l= 0,67 (m)**
ltr : Longueur de la tubulure de refoulement, ltr = 2 × dr = 2 × 100 = **0.2m**
ltasp : Longueur de la tubulure d'aspiration, ltasp = 2 × da = 2 × 125 = **0.25 m**
lc : longueur de convergent = [3.5-4](Da-da) = 3.5 × 75 = **0.2625m**
ldiv : Longueur de divergent, L div = (3,5 ÷ 4) (Dr – dr) = 3,5 (400-100) = **0,7 (m)**
lj : Longueur des joints = **1 (m)**

❖ On prend comme largeur de bâtiment une largeur normalise qui est égale à **lb= 8 (m)**

● **La longueur du bâtiment :**

$$Lb=(np\times L_{GEP})+Lint+Lpf+Lr+2\times S+d= \underline{\mathbf{17,16\ (m)}}$$

Avec :

✓ **L_{GEP} :** Longueur de groupe électro pompe d'après Caprari c'est A=**2,115 (m)**
✓ **np :** nombre des pompes + pompe de secours = **4 (pompe)**
✓ **L_{int}** : Distance entre 2 deux GEP voisines= (0,8÷1,2)

Si la tension de la pompe u< 1000 Volts alors L_{int}< 1 (m) = (0,8÷1)
Sinon L_{int}> 1 (m) = (1÷1,2)
Et car on a la tension de pompe u= 782 V Alors on prend **Lint =0,8 (m)**

✓ **Lpf** : Longueur de la plateforme de montage=**2 (m)**
✓ **Lr :** Longueur de l'armoire électrique=**3 (m)**
✓ **d :** distance entre l'armoire et premier= **2,5 (m)**

❖ On prend comme longueur de bâtiment une longueur normalise qui est égale à **Lb= 18(m)**

VI.10.2. Station de pompage 02 :

● **Hauteur du bâtiment :**

Hb = h5 + h6 + h7 + h8 + h9 = **5,35 (m)**
h_5: Distance verticale h_5 = hp + hsocle + hreserve = **1,35 (m)**
hreserve = **0,5 (m)**
hsocle = (30 ÷50) = 30 (cm) = **0,3 (m)**
hp : Hauteur de la pompe d'après Caprari. Q-N=690-140 = 550 (mm) = **0.55 (m)**

✓ **h6** : Hauteur réservée à l'homme. h6 = **2,2 (m)**
✓ **h7** : Hauteur de pont roulant h7 = **0,5 (m)**
✓ **h8** : Hauteur profilée h8 = **0,8 (m)**
✓ **h9** : Hauteur de sécurité h9 = **0,5 (m)**

❖ On prend comme largeur de bâtiment une hauteur normalise qui est égale à **lb= 6 (m)**

● **Largeur du bâtiment :**

lb= Bm+l_{bureau}+1,2=**7,8 (m)**
Bm : largeur de la chambre des pompe (m).
$S_{Burreau}$ =longueur ×largeur= 5×3 (m²).
l_{bureau} : largeur du bereau=3 (m)

$$Bm=l_1+l_2+l_3+l_4+2S= \underline{\mathbf{3,6\ (m)}}$$

Avec :

- ✓ **S :** l'épaisseur du mur S=20 (cm)= **0,2 (m)**
- ✓ **l_1 :** Distance entre le mur et le 1er organe =(0,2÷0,3)m= **0,2 (m)**
- ✓ **l_2 :** Distance entre les tubulure (asp-ref) d'après caprari c'est V=270 = **0,270 (m)**
- ✓ **l_3 :** Longueur des accessoires a l'aspiration.
- ✓ **l_4 :** Longueur des accessoires au refoulement.

$$l_3+l_4=lp+ltr+lta+lc+ldiv+lj = \mathbf{2,73\ (m)}$$

lp : largeur de la pompe+ moteur d'après caprari c'est **l= 0,67 (m)**
ltr : Longueur de la tubulure de refoulement, ltr = 2 × dr = 2 × 100 = **0.2m**
ltasp : Longueur de la tubulure d'aspiration, ltasp = 2 × da = 2 × 125 = **0.25 m**
lc : longueur de convergent = [3.5-4](Da-da) = 3.5 × 75 = **0.2625m**
ldiv : Longueur de divergent, L div = (3,5 ÷ 4) (Dr – dr) = 3,5 (200-100) = **0,35 (m)**
lj : Longueur des joints = **1 (m)**

❖ On prend comme largeur de bâtiment une largeur normalise qui est égale à **lb= 8 (m)**

- **Longueur du bâtiment :**

$$Lb=(np\times L_{GEP})+Lint+Lpf+Lr+2\times S+d= \mathbf{\underline{12,78\ (m)}}$$

Avec :

- ✓ **L_{GEP} :** Longueur de groupe électro pompe d'après Caprari c'est A=**2,04 (m)**
- ✓ **np :** nombre des pompes + pompe de secours = **2 (pompe)**
- ✓ **L_{int}** : Distance entre 2 deux GEP voisines= (0,8÷1,2)

Si la tension de la pompe u< 1000 Volts alors L_{int}< 1 (m) = (0,8÷1)
Sinon L_{int}> 1 (m) = (1÷1,2)
Et car on a la tension de pompe u= 752 V Alors on prend **Lint =0,8 (m)**

- ✓ **Lpf** : Longueur de la plateforme de montage=**2 (m)**
- ✓ **Lr :** Longueur de l'armoire électrique=**3 (m)**
- ✓ **d :** distance entre l'armoire et premier= **2,5 (m)**

❖ On prend comme longueur de bâtiment une longueur normalise qui est égale à **Lb= 14 (m)**

VI.9.7.3. Station de pompage 03 :

- **Hauteur du bâtiment :**

Hb = h5 + h6 + h7 + h8 + h9 = **5,385 (m)**
h_5: Distance verticale h_5 = hp + hsocle + hreserve = **1,385 (m)**
hreserve = **0,5 (m)**
hsocle = (30 ÷50) = 30 (cm) = **0,3 (m)**
hp : Hauteur de la pompe d'après Caprari. Q-N=745-160 = 585 (mm) = **0.585 (m)**

- ✓ **h6** : Hauteur réservée à l'homme. h6 = **2,2 (m)**
- ✓ **h7** : Hauteur de pont roulant h7 = **0,5 (m)**
- ✓ **h8** : Hauteur profilée h8 = **0,8 (m)**
- ✓ **h9** : Hauteur de sécurité h9 = **0,5 (m)**

❖ On prend comme largeur de bâtiment une hauteur normalise qui est égale à **lb= 6 (m)**

- **Largeur du bâtiment :**

lb= Bm+l $_{bureau}$+1,2=**8,24 (m)**

Bm : largeur de la chambre des pompe (m).

S $_{Burreau}$ =longueur ×largeur= 5×3 (m²).

l $_{bureau}$: largeur du bereau=3 (m)

$$Bm=l_1+l_2+l_3+l_4+2S= \mathbf{4,04\ (m)}$$

Avec :

- ✓ **S :** l'épaisseur du mur S=20 (cm)= **0,2 (m)**
- ✓ **l_1 :** Distance entre le mur et le 1er organe =(0,2÷0,3)m= **0,2 (m)**
- ✓ **l_2 :** Distance entre les tubulure (asp-ref) d'après caprari c'est V=270 = **0,270 (m)**
- ✓ **l_3 :** Longueur des accessoires a l'aspiration.
- ✓ **l_4 :** Longueur des accessoires au refoulement.

$$l_3+l_4=lp+ltr+lta+lc+ldiv+lj = \mathbf{3,17\ (m)}$$

lp : largeur de la pompe+ moteur d'après caprari c'est **l= 0,76 (m)**

ltr : Longueur de la tubulure de refoulement, ltr = 2 × dr = 2 × 100 = **0.2m**

ltasp : Longueur de la tubulure d'aspiration, ltasp = 2 × da = 2 × 125 = **0.25 m**

lc : longueur de convergent = [3.5-4](Da-da) = 3.5 × 125 = **0.4375m**

ldiv : Longueur de divergent, L div = (3,5 ÷ 4) (Dr – dr) = 3,5 (250-100) = **0,525 (m)**

lj : Longueur des joints = **1 (m)**

❖ On prend comme largeur de bâtiment une largeur normalise qui est égale à **lb= 9 (m)**

- **La longueur du bâtiment :**

$$Lb=(np\times L_{GEP})+Lint+Lpf+Lr+2\times S+d= \mathbf{13,43\ (m)}$$

Avec :

- ✓ **L_{GEP} :** Longueur de groupe électro pompe d'après Caprari c'est A=**2,265 (m)**
- ✓ **np :** nombre des pompes + pompe de secours = **2 (pompe)**
- ✓ **L_{int}** : Distance entre 2 deux GEP voisines= (0,8÷1,2)

Si la tension de la pompe u< 1000 Volts alors L_{int}< 1 (m) = (0,8÷1)

Sinon L_{int}> 1 (m) = (1÷1,2)

Et car on a la tension de pompe u= 1110 V Alors on prend **Lint =1 (m)**

- ✓ **Lpf** : Longueur de la plateforme de montage=**2 (m)**
- ✓ **Lr :** Longueur de l'armoire électrique=**3 (m)**
- ✓ **d :** distance entre l'armoire et premier= **2,5 (m)**

❖ On prend comme longueur de bâtiment une longueur normalise qui est égale à **Lb= 14 (m)**

VI.8.7.4. Station de pompage 04 :

- **Hauteur du bâtiment :**

Hb = h5 + h6 + h7 + h8 + h9 = **5,294 (m)**

h_5: Distance verticale h_5 = hp + hsocle + hreserve = **1,294 (m)**

hreserve = **0,5 (m)**

hsocle = (30 ÷50) = 30 (cm) = **0,3 (m)**
hp : Hauteur de la pompe d'après Caprari. Q-N=594-100 = 494 (mm) = **0.494 (m)**

- ✓ **h6** : Hauteur réservée à l'homme. h6 = **2,2 (m)**
- ✓ **h7** : Hauteur de pont roulant h7 = **0,5 (m)**
- ✓ **h8** : Hauteur profilée h8 = **0,8 (m)**
- ✓ **h9** : Hauteur de sécurité h9 = **0,5 (m)**

❖ On prend comme largeur de bâtiment une hauteur normalise qui est égale à **lb= 6 (m)**

- ● **Largeur du bâtiment :**

lb= Bm+l $_{bureau}$+1,2=**7,15 (m)**
Bm : largeur de la chambre des pompe (m).
S $_{Burreau}$ =longueur ×largeur= 5×3 (m²).
l $_{bureau}$: largeur du bereau=3 (m)

$$Bm=l_1+l_2+l_3+l_4+2S= \mathbf{2,95\ (m)}$$

Avec :

- ✓ **S :** l'épaisseur du mur S=20 (cm)= **0,2 (m)**
- ✓ **l_1 :** Distance entre le mur et le 1er organe =(0,2÷0,3)m= **0,2 (m)**
- ✓ **l_2 :** Distance entre les tubulure (asp-ref) d'après caprari c'est Q-O=294 = **0,294 (m)**
- ✓ **l_3 :** Longueur des accessoires a l'aspiration.
- ✓ **l_4 :** Longueur des accessoires au refoulement.

$$l_3+l_4=lp+ltr+lta+lc+ldiv+lj = \mathbf{2,055\ (m)}$$

lp : largeur de la pompe+ moteur d'après caprari c'est **l= 0,48 (m)**
ltr : Longueur de la tubulure de refoulement, ltr = 2 × dr = 2 × 50 = **0.1m**
ltasp : Longueur de la tubulure d'aspiration, ltasp = 2 × da = 2 × 80 = **0.16 m**
lc : longueur de convergent = [3.5-4](Da-da) = 3.5 × 30 = **0.105m**
ldiv : Longueur de divergent, L div = (3,5 ÷ 4) (Dr – dr) = **0,21 (m)**
lj : Longueur des joints = **1 (m)**

❖ On prend comme largeur de bâtiment une largeur normalise qui est égale à **lb= 8 (m)**

- ● **Longueur du bâtiment :**

$$Lb=(np\times L_{GEP})+Lint+Lpf+Lr+2\times S+d= \mathbf{15,396\ (m)}$$

Avec :

- ✓ **L_{GEP} :** Longueur de groupe électro pompe d'après Caprari c'est A=**1,674 (m)**
- ✓ **np :** nombre des pompes + pompe de secours = **4 (pompe)**
- ✓ **L_{int}** : Distance entre 2 deux GEP voisines= (0,8÷1,2)

Si la tension de la pompe u< 1000 Volts alors L_{int}< 1 (m) = (0,8÷1)
Sinon L_{int}> 1 (m) = (1÷1,2)
Et car on a la tension de pompe u= 444 V Alors on prend **Lint =0,8 (m)**

- ✓ **Lpf** : Longueur de la plateforme de montage=**2 (m)**
- ✓ **Lr :** Longueur de l'armoire électrique=**3 (m)**

✓ **d :** distance entre l'armoire et premier= **2,5 (m)**

❖ On prend comme longueur de bâtiment une longueur normalise qui est égale à Lb= **16 (m)**

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons exposé les fondements de la conception d'une station de pompage et de ses différents composants, dans le but d'assurer une gestion efficace. Après ce chapitre, nous avons obtenu les résultats ci-après :

- La première station de pompage, qui comprend trois pompes centrifuges à axe horizontal multicellulaire pour hautes pressions et une pompe de secours identique.
- La deuxième station de pompage, dotée d'une pompe centrifuge à axe horizontal multicellulaire et d'une pompe de secours.
- La troisième station de pompage, dotée d'une pompe centrifuge à axe horizontal multicellulaire pour hautes pressions et d'une pompe de secours.
- La dernière station de pompage, qui comprend trois pompes Centrifuge multicellulaire de surface à axe horizontal et une pompe de secours identique.

Les pompes sont prévues pour être installées sans risque de cavitation et vont être abritées dans des bâtiments de type Bâche sèche.

Chapitre VII :
Protection et pose de canalisation

Introduction :

Ce chapitre vise à exposer les méthodes appropriées pour l'installation de canalisations, afin d'améliorer la qualité de l'étude. Nous détaillerons aussi les équipements divers à mettre en place le long de l'adduction, ainsi que les méthodes de protection des tuyaux contre le phénomène du coup de bélier et la corrosion. Une protection adéquate assurera par conséquent une longue pérennité du projet.

VII.1. Pose de canalisation : [7]

L'installation des tuyaux d'eau est influencée par divers éléments, y compris le type de matériau à utiliser, la profondeur nécessaire pour leur enfouissement et les normes locales en vigueur.
Il est nécessaire de mettre en place les tuyauteries en respectant une distance sécuritaire d'environ 10 cm par rapport à tout objet rigide, 30 cm par rapport aux fils électriques, et 60 cm par rapport aux conduites de gaz.

VII.1.1. Type de pose de canalisation : [7]

VII.1.1.1. Pose ordinaire :

L'installation de la canalisation se fait en tranchée, avec une largeur minimale de 60 cm. Il faut que la profondeur de la tranchée soit assez grande pour recevoir le lit de pose, le tube ainsi que l'épaisseur du remblai (minimum 80 cm). Une couche de sable de 10 à 20 cm d'épaisseur recouvre le fond de la tranchée.
Il existe deux méthodes principales pour effectuer l'installation standard des tuyaux :

- ✓ Pose en enterré.
- ✓ Pose en aérien.

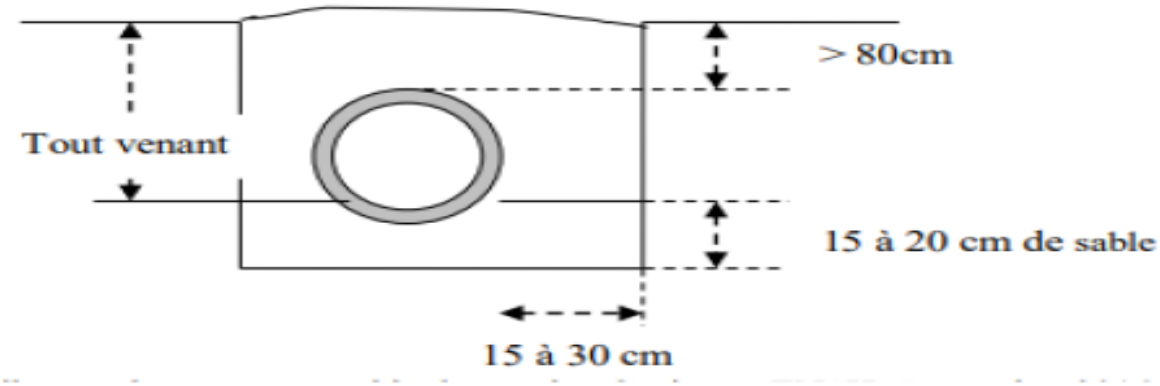


Figure VII.1 : Pose ordinaire (source : SALAH B)

VII.1.1.2. Pose en terrain peut consistant :

Cette installation concerne la mise en place de tuyaux dans des terrains qui sont relativement tendres, faiblement compacts ou instables.
Lors de l'installation de conduites dans des sols instables, il peut être indispensable d'appliquer certaines méthodes et mesures spécifiques :

- ➢ Il est indispensable d'intégrer un support de canalisation, comme une semelle en béton, que ce soit sur une partie de la semelle ou qu'il y ait des joints, ou sur l'ensemble du tuyau.
- ➢ Il est nécessaire d'enfoncer les pieux de semelle jusqu'à atteindre un terrain d'excellente qualité.

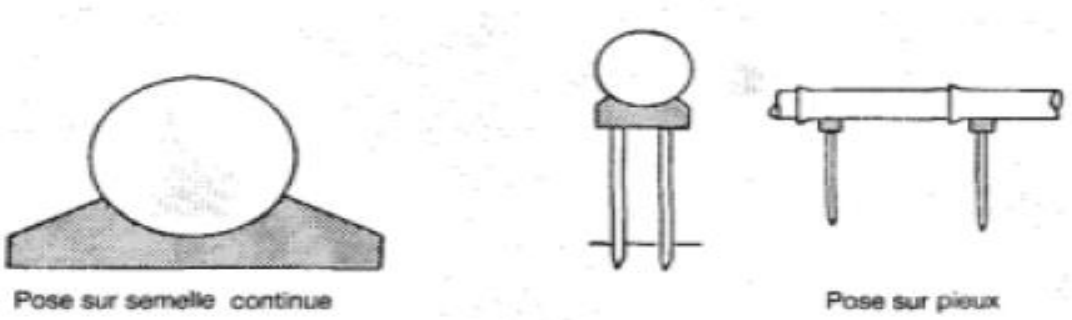


Figure VII.2 : Pose en terrain peut consistant (source : SALAH B)

VII.1.1.3. Pose sans ouverture de tranchée :

Il est possible d'installer des conduites souterraines sans avoir recours à une tranchée continue, en utilisant le fonçage ou le forage dans le sol, dans le but de minimiser l'effet des perturbations sur l'environnement et les frais de restauration. Il est important de souligner que pour des diamètres dépassant 800mm, on privilégie le fonçage comme méthode, tandis qu'on recourt au forage pour des diamètres inférieurs.

- ✓ **Pose par fonçage :**

On utilise un fourreau propulsé par des vérins et supporté par un ancrage transversal perforé.

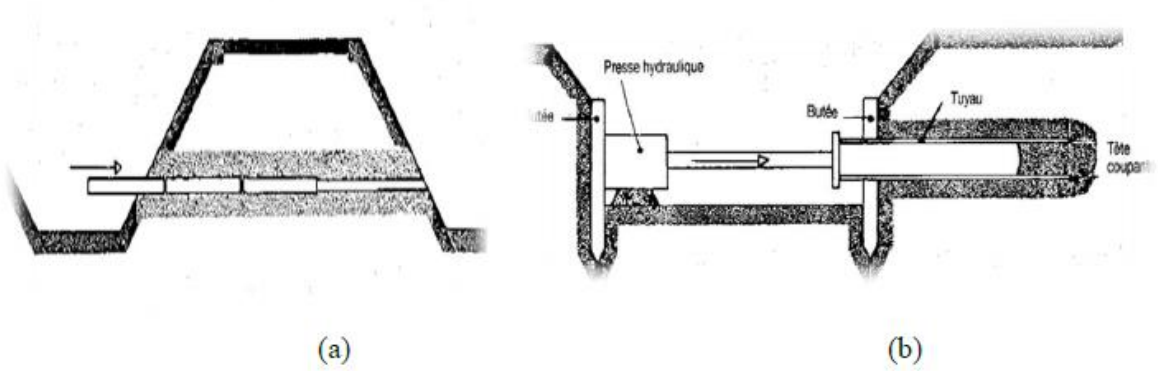


Figure VI.3. Fonçage avec enlèvement préalable de terre (a) et sans enlèvement préalable de terre (b) (Source : SALAH B)

- ✓ **Pose par forage dirigé :**

Cette technique fait appel à une foreuse guidée pour créer un tunnel sous le sol, puis pour installer la conduite par ce biais. Elle se compose de deux phases :

- Création d'un trou pilote.
- Alésage et tirage en même temps.

VII.1.1.4. Pose en pente :

Si la surface d'installation présente une inclinaison, il est nécessaire de fixer le tuyau dans un bloc de béton afin de garantir sa stabilité.

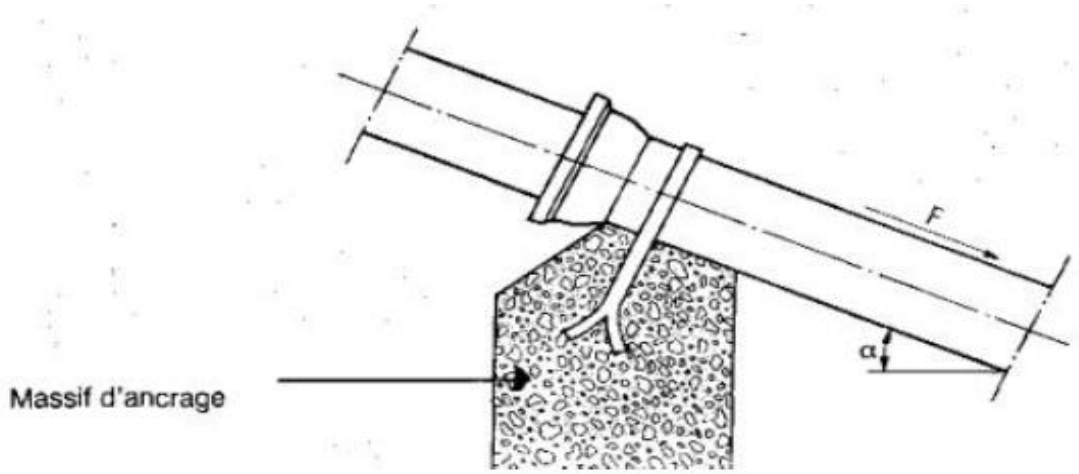


Figure VI.4. Ancrage et amarrage d'une canalisation. (Source : SALAH.B)

Étant donné que la force de glissement est reprise par le massif :

$\boldsymbol{F=P(\sin\alpha-\tan\varphi\cos\alpha)}$ (daN)

P : représente le poids du segment de conduite situé entre deux points d'ancrage, en daN.

$\boldsymbol{\alpha}$: indique l'angle d'inclinaison de la conduite.

$\boldsymbol{\varphi}$: fait référence à l'angle de friction entre le tube et le sol.

Si : $\boldsymbol{(\sin\alpha-\tan\varphi\cos\alpha)} > 0$

Ainsi, l'ancrage est essentiel pour prévenir le déplacement de la canalisation.

VII.1.2. Stabilisation de la conduite :

Les canalisations sont habituellement connectées par des joints. Si ces derniers ne sont pas fermement attachés, sauf dans les cas de joints à brides ou de soudures, il y a un danger que la pression de l'eau entraîne le déboîtement des joints. On construit donc des éléments en béton ou des supports qui, grâce à leur poids, s'opposent à ce déboîtement.

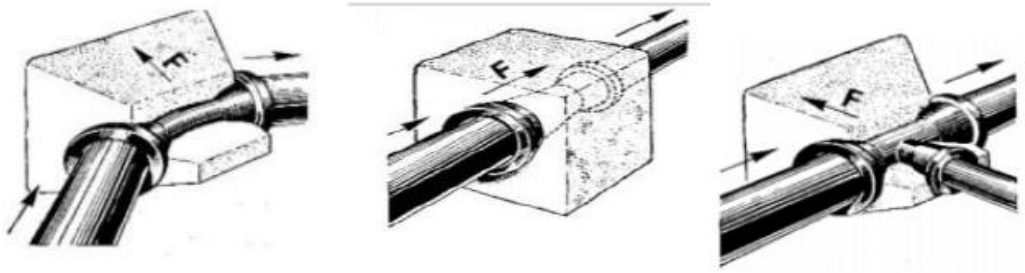


Figure VII.5 : les butés (Source : SALAH.B)

VII.1.3. Accessoires et pièces spéciale : [7]

VII.1.3.1. Accessoires :

- **Robinet vanne :**

Il s'agit de mécanismes de division qui facilitent la séparation et l'isolation des divers segments du réseau d'adduction lors de travaux de réparation sur une section spécifique, tout en permettant aussi le réglage du débit.

Parmi les diverses variantes de vannes, on peut identifier les robinets à opercule et les vannes papillon.



Figure VII.6 : robinet vanne papillon (Source : guide technique eau 2009)

- **Clapets :**

Leur rôle principal est de favoriser l'écoulement du fluide dans une direction tout en entravant son retour dans la direction opposée.



Figure VII.7 : clapet anti-retour. (Source : guide technique eau 2009)

- **Venteuses :**

Les ventouses ont pour fonction de préserver la sécurité du réseau en vidant l'air des conduits, que ce soit lors de leur activation ou durant leur exploitation. Elles sont mises en place dans des points de contrôle et nécessitent une vérification périodique pour assurer leur performance optimale. Des ventouses sont disposées sur chacun des points élevés d'un réseau.



Figure VII.8 : ventouse (Source : guide technique eau 2009)

- **Poteaux d'incendie :**

Destinés à être utilisés en situation d'incendie, ces dispositifs assurent un débit minimal de 17 litres par seconde. Leur disposition est planifiée tous les 100 à 200 mètres en fonction du niveau de risque d'incendie.



Figure VII.9 : poteau d'incendie (Source : guide technique eau 2009)

- **Crépines :**

Une crépine dans un système d'eau est un mécanisme ou une installation pensée pour épurer les particules solides et les résidus contenus dans l'eau, afin de préserver la pureté de l'eau et sauvegarder les équipements ainsi que les canalisations du réseau. On la trouve habituellement à l'entrée d'un puits, d'un forage, d'une pompe ou d'un tuyau.

- **Régulateurs de pression :**

Ces dispositifs servent à créer une chute de pression modifiable pour conserver la pression en aval à un niveau prédéfini stable. On identifie :

- Les régulateurs de pression en aval, qui sont employés pour contrôler la pression dans les tuyaux ayant une inclinaison significative. Cela peut contribuer à restreindre les propriétés mécaniques de ces tuyaux.
- Les dispositifs de régulation de pression en amont, qui sont identiques aux appareils de régulation en aval, mais disposés à l'envers. L'ajustement se fait en fonction de la pression amont. L'objectif principal de cet appareil est de conserver une pression adéquate dans une conduite gravitaire.

VII.1.3.2. Pièces spéciales :

Les composants appelés spéciaux ont des fonctions diverses dans un réseau de tuyauteries :

- **Cônes :**

Employés pour connecter des tuyaux de diamètres variés, ainsi que les accessoires aux tuyaux. On identifie :

- ✓ Les cônes à deux emboîtements.
- ✓ Les cônes à double bride.
- ✓ Les cônes à emboîtement et à brides.



Figure VII.10 : cône a deux emboitements (Source : guide technique eau 2009)

- **Coudes :**

Dans un réseau d'eau, les coudes sont des éléments profilés qui servent à modifier l'orientation du flux d'eau. On les utilise pour éviter des entraves ou orienter l'eau vers des directions précises. Ils sont indispensables dans les réseaux en mailles et en ramification.

- **Tés :**

Les tés sont des jonctions en forme de T qui facilitent la diffusion de l'eau vers diverses directions à partir d'un tuyau principal. Ils servent à détourner le flux d'eau vers des dérivations ou des canalisations secondaires, facilitant de cette manière la répartition de l'eau vers divers points d'usage. Ils sont proposés dans différents matériaux, tels que le plastique, le cuivre, l'acier inoxydable, selon les exigences et les normes du réseau.



Figure VII.11 : tés à deux emboitements standards et tubulure bridée.
(Source : guide technique eau 2009)

- **Manchons :**

Les manchons sont des éléments de liaison qui assurent le raccordement étanche de deux segments de conduites, on les retrouve principalement lors de l'assemblage d'équipements accessoires.

- **Croix de jonction :**

Les croisillons de jonction sont utilisés pour le croisement de conduites perpendiculaires, et les manchons de ces croisillons peuvent avoir des diamètres différents.

VII.1.4. Les organes de mesures

- **Mesure de débit**

Les dispositifs de mesure du flux dans un réseau hydraulique sont spécifiquement conçus pour déterminer le volume d'eau qui circule dans les tuyaux. Ces appareils comprennent des compteurs d'eau et des débitmètres, qui donnent la possibilité aux gestionnaires de contrôler la distribution, de faire la facturation aux utilisateurs et de repérer tout signe de fuite ou variation de débit.

- **Mesure de pression**
- ✓ **Manomètres et Vaccuomètres :**
  - ✓ **à capsule**
  - ✓ **à membrane**
  - ✓ **à soufflet**

VII.2. Protection des canalisations : [7]

Qu'elles soient installées dans le sol, ce qui est généralement le cas, ou dans des tunnels, les conduites de transport gravitaire ou sous pression sont exposées à divers risques naturels ou humains pouvant entraîner leur détérioration ou leur destruction.

La durabilité de ces dernières reposes principalement sur la qualité des matériaux qui les composent, mais surtout sur leur adéquation aux propriétés physico-chimiques des sols sur lesquels elles sont installées.

VII.2.1. Protection des conduites contre le coup de bélier :

VII.2.1.1. Définition :

Le coup de bélier, un cas spécifique du régime transitoire, est un phénomène oscillatoire observé dans les conduites entre deux régimes stables.

Le coup de bélier est une onde de pression, soit positive, soit négative, déclenchée par un changement dans le régime hydraulique et qui se diffuse à travers le milieu composé d'eau et la conduite qui la transporte. Cette onde se distingue par une vitesse de propagation, elle est réfléchie sur les obstacles, notamment sur les extrémités du tube, en modifiant son signe ou non selon les conditions physiques rencontrées.

VII.2.1.2. Causes du coup de bélier :

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire dont les origines les plus courantes sont :

- ✓ L'ouverture ou la fermeture soudaine des vannes dans les conduites à écoulement gravitaire ;
- ✓ Le démarrage ou l'arrêt des pompes dans les conduites sous pression ;
- ✓ Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP ;
- ✓ L'ajustement de la vitesse d'une pompe ;
- ✓ La perte d'alimentation électrique dans une station de pompage est cependant l'origine la plus fréquente du coup de bélier ;
- ✓ Le démarrage ou le changement du fonctionnement d'une turbine.

VII.2.1.3. Risques dus aux coups de bélier :

Les effets du coup de bélier peuvent s'avérer préjudiciables, devenant de plus en plus périlleux au fur et à mesure que les paramètres modificateurs gagnent en importance (variations de pression et de débits dans le temps).

Ces phénomènes qui se produisent dans une conduite sous pression peuvent entraîner des dangers suite à une dépression ou à une surpression causée par des actions soudaines.

a. Cas de surpression :

Si la combinaison de la surpression et de la pression initiale excède la pression maximale autorisée (PMA) du tuyau, cela pourrait entraîner des fissures, des ruptures de ce dernier et le déboîtement des joints.

b. Cas de dépression :

Se manifeste soit à la suite d'une pression intense, soit à la suite d'un arrêt soudain d'une pompe ou de l'ouverture immédiate d'une vanne de coupure. Si la pression descend en dessous de 10 m.c.e, cela provoque l'implosion de la conduite, cavitation, aspiration des joints et décollement du revêtement interne de protection.

c. Fatigue de la conduite :

Le va-et-vient entre surpressions et dépressions entraîne de la fatigue pour le conducteur.

VII.2.1.4. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier :

Il est impossible d'éliminer complètement les effets de coup de bélier, cependant, il est important de chercher à les réduire à un niveau acceptable qui ne compromettrait pas la solidité des installations.

Les dispositifs anti-bélier auront pour conséquence :

- ✓ De contrôler la surpression ;
- ✓ D'atténuer la dépression.

Voici les appareils qui sont fréquemment utilisés :

a. **Cheminée d'équilibre :**

Elle sécurise les infrastructures contre les surpressions et les dépressions, mais elle n'est rentable que si la hauteur géométrique est faible. Son volume la rend non recommandée pour l'AEP.

b. **Volant d'inertie :**

Avec le moteur, il offre un moyen de prolonger la période d'arrêt du moteur, ce qui préserve les installations contre les dépressions. On le déconseille également en raison de son volume et de sa consommation d'énergie additionnelle.

c. **Soupape de décharge :**

Elle est uniquement conçue pour combattre les surpressions, elle possède un ressort qui, avec le temps, perd de sa souplesse et ne joue plus son rôle. L'usage de dispositifs de protection pour les installations contre les surpressions entraîne des pertes significatives d'eau durant leur utilisation.

d. **Réservoir d'air :**

Il protège les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions, il est le meilleur remède contre le coup de bélier.

Remarque : dans notre projet, on propose comme moyen de protection des installations, le réservoir d'air pour les avantages qu'il présente :

- ✓ Il est utilisé comme protection contre la dépression et la surpression ;
- ✓ Il est simple à installer et facile à contrôler ;
- ✓ Bon fonctionnement ;
- ✓ Bonne sécurité ;
- ✓ Pas de pertes d'eau.

VII.2.1.5. Les réservoirs d'air :

a. Principe de fonctionnement :

En fonctionnement normal, le réservoir d'air contient de l'eau et de l'air, et la pression de cet air s'ajuste pour correspondre à celle du conduit au point en question. Lorsque le groupe électrogène est déconnecté, le clapet se ferme. Étant donné que la pompe n'exerce plus de pression, une portion de l'eau contenue dans la cloche est expulsée dans le tuyau. Effectivement, à ce stade, la pression de l'air dans la cloche est toujours plus élevée que celle exercée à l'autre bout du tuyau, au niveau du réservoir. Après la disparition de sa vitesse, l'eau dans le tuyau revient en arrière et remonte à travers la cloche, ce qui entraîne une série d'hyperpressions et d'hypopressions jusqu'à l'atténuation de ce phénomène.
L'énergie de l'eau peut être dissipée en la faisant passer à travers un organe d'étranglement situé à la base de la cloche.

b. **Calcul des réservoirs d'air :**

L'évaluation du réservoir d'air sert à définir les valeurs maximales de surpression et de dépression dans les canalisations de refoulement ainsi que le volume du réservoir d'air. En tant qu'approche de calcul, on identifie :

- ➢ **Méthode de Vibert :**

La technique de Vibert est efficace pour les installations de petite et moyenne envergure et pourrait fournir des valeurs significatives du réservoir d'air, cruciales pour les systèmes de grande taille.

- ➢ **Méthode de PUECH ET MEUNIER :**

D'après l'analyse comparative effectuée par MM. Puech et Meunier sur les divers abaques existants, les résultats relevés se trouvent dans une marge d'erreur approximative de 10%. Ce niveau de précision est jugé adéquat pour réaliser des dimensionnements au niveau industriel.

c. Dimensionnement de réservoir d'air par la méthode de Vibert :

Voici les procédures à respecter pour calculer la capacité du réservoir d'air :

1. Calcul de la célérité d'onde dans les conduites :

Nous allons déterminer la vitesse de l'onde en utilisant la formule perfectionnée par SALAH.B pour les canalisations enterrées :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1+\frac{2\times K\times a\times(1-v_m^2)\times(1-v_S)}{(1-v_m^2)\times a\times E_S\times E_m\times e_m\times(1-v_S)}}} \quad \text{.....(VII-1)}$$

Avec:

- **K:** Coefficient d'élasticité de l'eau. K=2,07×10^9 ;
- **ρ :** Masse volumique de l'eau. ρ=1000 Kg/m^3 ;
- **E_m :** Module de Young du matériau de la conduite ;
  E_m=1,2×10^9 pour le PEHD.
  E_m=2×10^{11} pour l'acier.
  E_m=1×10^{11} pour la fonte.
  E_s : Module de Young du sol. E_m=2×10^8 Pascal ;
- **υ_m :** Coefficient de Poisson du matériau. υ_m=0,45 (PEHD), υ_m=0,46 (acier), υ_m=0,3 (fonte);
- **υ_s :** Coefficient de Poisson du sol entourant la conduite. υ_m=0,33 ;
- **e_m :** Epaisseur de la conduite (m) ;
- **a :** rayon intérieur de la conduite (m).

Remarque : Pour ce qui est des propriétés des matériaux et du sol, veuillez consulter les annexes.

L'expression maximale de la surpression et de la dépression est fournie par :

$$\Delta H_{max} = \pm C \times \frac{v_0}{g} \text{.....(VII-2)}$$

2. Calcul de la charge tenant compte du coup de bélier (l'impédance) :

$$\boldsymbol{Z = H_g \pm \frac{C \times V_0}{g}\ (m)} \text{ .....(VII-3)}$$

Avec :

V_0 : Vitesse moyenne de refoulement en (m/s) ;

g : L'accélération de la pesanteur (m/s^2) ;

H_g : Hauteur géométrique (m).

3. Calcul de la charge statique absolue :

$Z_0 = H_g + 10$ (m)

Charge à la surpression :

$$\boldsymbol{H_s = H_g + \frac{C \times V_0}{g}\ (m)} \text{ .....(VII-4)}$$

Charge à la dépression :

$$\boldsymbol{H_d = H_g - \frac{C \times V_0}{g}\ (m)} \text{ .....(VII-5)}$$

4. Calcul de la charge maximale absolue :

$$\boldsymbol{Z_{max} = Z + \frac{C \times V_0}{g}\ (m)} \text{ .....(VII-6)}$$

On a

$$\left.\begin{matrix} \frac{Z_{max}}{Z_0} \\ h_0 = \frac{V_0^2}{2g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \end{matrix}\right\} \Rightarrow \textbf{Abaque de Vibert} \Rightarrow \frac{U_0}{L \times S}; \frac{Z_{min}}{Z_0} \ (\textbf{voir annexe VII.1})$$

A partir de $\frac{U_0}{LS}$,L et S, on tire U_0

Donc, $$U_0 \times Z_0 = U_{max} \times Z_{min} \Rightarrow U_{max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{min}}{Z_0}} \text{.....(VII-7)}$$

Avec : U_{max} : volume du réservoir d'air.

d. Dimensionnement de réservoir d'air par la méthode de PUECH et MEUNIER :

La technique repose sur la détermination de deux nombres sans dimension, Ket A, définis par les formules (VII.1) et (VII.2). Grâce aux abaques de PEUTCH et MEUNIER, on peut alors établir le troisième nombre adimensionnel B pour calculer le volume d'air comprimé en régime permanent.

$$K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0} \text{.....(VII-8)}$$

$$A = \frac{C \times V_0}{g \times H_0} \text{.....(VII-9)}$$

Avec :

H_0 : la pression statique absolue (m), $H_0 = Hg + 10$ **(VI.3)**

H_{abs} : La pression de service absolue (m), $H_{abs} = H_0 + \Delta H$ **(VI.4)**

ΔH : Perte de charge dans la conduite (m).

V_0 : vitesse d'écoulement en régime permanent (m/s).

g : Accélération de la pesanteur (9. 81$m^2.s^{-1}$).

C : célérité d'onde de choc (m/s).

La vitesse de l'onde est déterminée par l'équation (VII.1), prenant en considération l'influence du sol sur la propagation.

Application :

❖ **Protection des conduites de refoulement contre le coup de bélier :**

➢ Conduite 01 :

Tableau VII.1: Les caractéristiques de la conduite de refoulement 01.

Type de matériau	D (mm)	S (m^2)	V (m/s)	L (m)	H_g (m)
PEHD	400	0,0757	0,86	4019,51	158

- Calcul de la célérité d'onde :

Tableau VII.2: Calcul de célérité d'onde de la conduite de refoulement 01.

K (Pa)	ρ (Kg/m^3)	a (m)	v_m	v_s	E_s (Pa)	E_m (Pa)	e_m (m)	C (m/s)
$2,07\times10^9$	1000	0,1553	0,46	0,33	2×10^8	3×10^9	0,0447	459,36

- Calcul de la capacité de réservoir

Tableau VII.3 : Calcul de volume du réservoir d'air de l'adduction de refoulement 01.

Z_0 (m)	Z_{max} (m)	V_0 (m/s)	g (m/s²)	h_0 (m)	$\frac{h_0}{Z_0}$	$\frac{U_0}{L \times S}$	$\frac{Z_{min}}{Z_0}$	U_0 (m³)	U_{max} (m³)	U_{max} majoré(m³)	$V_{normalisé}$ (litre)
168	208,27	0,86	9,81	0,038	$2,24\times10^{-4}$	$1,05\times10^{-2}$	0,82	3,19	3,89	5,06	6000

- Conduite 02 :

Tableau VII.4: Les caractéristiques de la conduite de refoulement 02.

Type de matériau	D (mm)	S (m²)	V (m/s)	L (m)	H_g (m)
PEHD	200	0,021	1,37	1158,85	134

- Calcul de la célérité d'onde :

Tableau VII.5: Calcul de célérité d'onde de la conduite de refoulement 02.

K (Pa)	ρ (Kg/m³)	a (m)	v_m	v_s	E_s (Pa)	E_m (Pa)	e_m (m)	C (m/s)
$2,07\times10^9$	1000	0,0818	0,46	0,33	2×10^8	3×10^9	0,0182	459,36

- Calcul de la capacité de réservoir

Tableau VII.6 : Calcul de volume du réservoir d'air de l'adduction de refoulement 02.

Z_0 (m)	Z_{max} (m)	V_0 (m/s)	g (m/s²)	h_0 (m)	$\frac{h_0}{Z_0}$	$\frac{U_0}{L \times S}$	$\frac{Z_{min}}{Z_0}$	U_0 (m³)	U_{max} (m³)	U_{max} majoré(m³)	$V_{normalisé}$ (litre)
144	208,15	1,37	9,81	0,095	$6,64\times10^{-4}$	$1,1\times10^{-2}$	0,73	0,267	0,367	0,477	500

- Conduite 03 :

Tableau VII.7: Les caractéristiques de la conduite de refoulement 03.

Type de matériau	D (mm)	S (m²)	V (m/s)	L (m)	H_g (m)
PEHD	250	0,0258	1,11	531,3	37

- Calcul de la célérité d'onde :

Tableau VII.8: Calcul de célérité d'onde de la conduite de refoulement 03.

K (Pa)	ρ (Kg/m³)	a (m)	v_m	v_s	E_s (Pa)	E_m (Pa)	e_m (m)	C (m/s)
$2,07\times10^9$	1000	0,0908	0,46	0,33	2×10^8	3×10^9	0,0342	459,36

- Calcul de la capacité de réservoir

Tableau VII.9 : Calcul de volume du réservoir d'air de l'adduction de refoulement 03.

Z_0 (m)	Z_{max} (m)	V_0 (m/s)	g (m/s²)	h_0 (m)	$\frac{h_0}{Z_0}$	$\frac{U_0}{L \times S}$	$\frac{Z_{min}}{Z_0}$	U_0 (m³)	U_{max} (m³)	U_{max} majoré(m³)	$V_{normalisé}$ (litre)
47	88,98	1,11	9,81	0,062	$1,33\times10^{-3}$	9×10^{-3}	0,6	0,123	0,205	0,267	300

➢ Conduite 04 :

Tableau VII.10: Les caractéristiques de la conduite de refoulement 04.

Type de matériau	D (mm)	S (m^2)	V (m/s)	L (m)	H_g (m)
PEHD	250	0,0258	0,8	1276,6	185

- Calcul de la célérité d'onde :

Tableau VII.11: Calcul de célérité d'onde de la conduite de refoulement 04.

K (Pa)	ρ (Kg/m^3)	a (m)	v_m	v_s	E_s (Pa)	E_m (Pa)	e_m (m)	C (m/s)
$2,07\times10^9$	1000	0,0908	0,46	0,33	2×10^8	3×10^9	0,0342	459,36

- Calcul de la capacité de réservoir

Tableau VII.12 : Calcul de volume du réservoir d'air de l'adduction de refoulement 04.

Z_0 (m)	**Z_{max} (m)**	**V_0 (m/s)**	**g (m/s^2)**	**h_0 (m)**	**$\frac{h_0}{Z_0}$**	**$\frac{U_0}{L\times S}$**	**$\frac{Z_{min}}{Z_0}$**	**U_0 (m^3)**	**U_{max} (m^3)**	**U_{max} majoré(m^3)**	**$V_{normalisé}$ (litre)**
195	232,46	0,8	9,81	0,032	$1,67\times10^{-4}$	$2,2\times10^{-2}$	0,88	0,72	0,823	1,07	1500

➢ Conduite 05 :

Tableau VII.13: Les caractéristiques de la conduite de refoulement 05.

Type de matériau	D (mm)	S (m^2)	V (m/s)	L (m)	H_g (m)
PEHD	160	0,0134	1,39	1938,55	131

- Calcul de la célérité d'onde :

Tableau VII.14: Calcul de célérité d'onde de la conduite de refoulement 05.

K (Pa)	ρ (Kg/m^3)	a (m)	v_m	v_s	E_s (Pa)	E_m (Pa)	e_m (m)	C (m/s)
$2,07\times10^9$	1000	0,0654	0,46	0,33	2×10^8	3×10^9	0,0146	459,36

- Calcul de la capacité de réservoir

Tableau VII.15 : Calcul de volume du réservoir d'air de l'adduction de refoulement 05.

Z_0 (m)	**Z_{max} (m)**	**V_0 (m/s)**	**g (m/s^2)**	**h_0 (m)**	**$\frac{h_0}{Z_0}$**	**$\frac{U_0}{L\times S}$**	**$\frac{Z_{min}}{Z_0}$**	**U_0 (m^3)**	**U_{max} (m^3)**	**U_{max} majoré(m^3)**	**$V_{normalisé}$ (litre)**
141	206,09	1,39	9,81	0,098	$6,98\times10^{-4}$	1×10^{-2}	0,735	0,26	0,353	0,459	500

❖ **Protection des conduites gravitaires contre le coup de bélier :**

Tout comme les conduites de refoulement, les conduites gravitaires sont également exposées aux conséquences néfastes du coup de bélier et de la surpression causée par l'impact des particules liquides contre la paroi du robinet vanne. Ainsi, pour assurer la protection des conduites gravitaires contre ce phénomène, nous nous limiterons à déterminer le temps de fermeture de la dernière vanne sur ces conduites gravitaires.

La vitesse de l'onde a été déterminée antérieurement en utilisant la formule améliorée de M. SALAH Boualem (VII -1).

On détermine par la suite la durée du phénomène, c'est-à-dire le temps requis par l'onde de surpression ou de dépression pour effectuer un aller-retour sur l'ensemble du tronçon. Ce délai est déterminé à l'aide de la formule ci-dessous :

$$t_r = \frac{2L}{C} \quad \text{(VII-10)}$$

Avec :

t_r **:** durée de l'aller et retour de l'onde (s) ;

L : longueur de la conduite (m) ;

C : la célérité (m/s).

La formule de Michaud fournit la valeur de la pression excédentaire maximale :

$$b = \frac{2 \times L \times V}{g \times t} \quad \text{(VII-11)}$$

Avec :

L : Longueur de la conduite gravitaire (m) ;

V : Vitesse d'écoulement (m/s) ;

t : le temps de fermeture du robinet vanne.

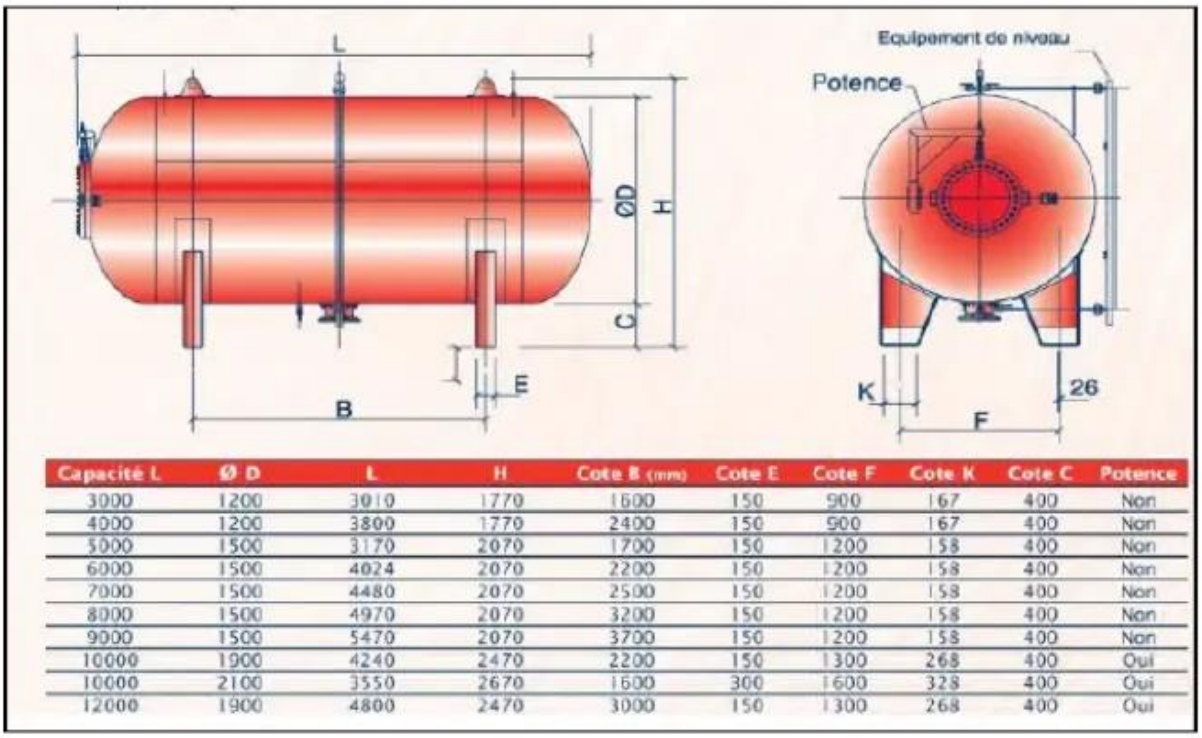
On vérifie la valeur de la surpression pour une durée de fermeture du robinet vanne de 0,25 h.

Tableau VII.16 : Dimensionnement du réservoir d'air des conduites gravitaires.

Conduite	Célérité (m/s)	t_r (s)	b (m)
C6	459,36	9,28	0,74
C7	459,36	10,19	0,89
C8	459,36	24,85	1,95
C9	459,36	1,36	0,098
C10	459,36	3,96	0,28
C13	459,36	2,56	0,184
C14	459,36	3,72	0,213
C15	459,36	25,84	2,27

Notre matériau (PEHD) a une pression maximale admissible qui ne dépasse pas les 20 bars, ce qui signifie que les conduites gravitaires sont à l'abri du phénomène du coup de bélier, en adoptant des vannes à fermeture lente.

e. Installation du réservoir d'air :

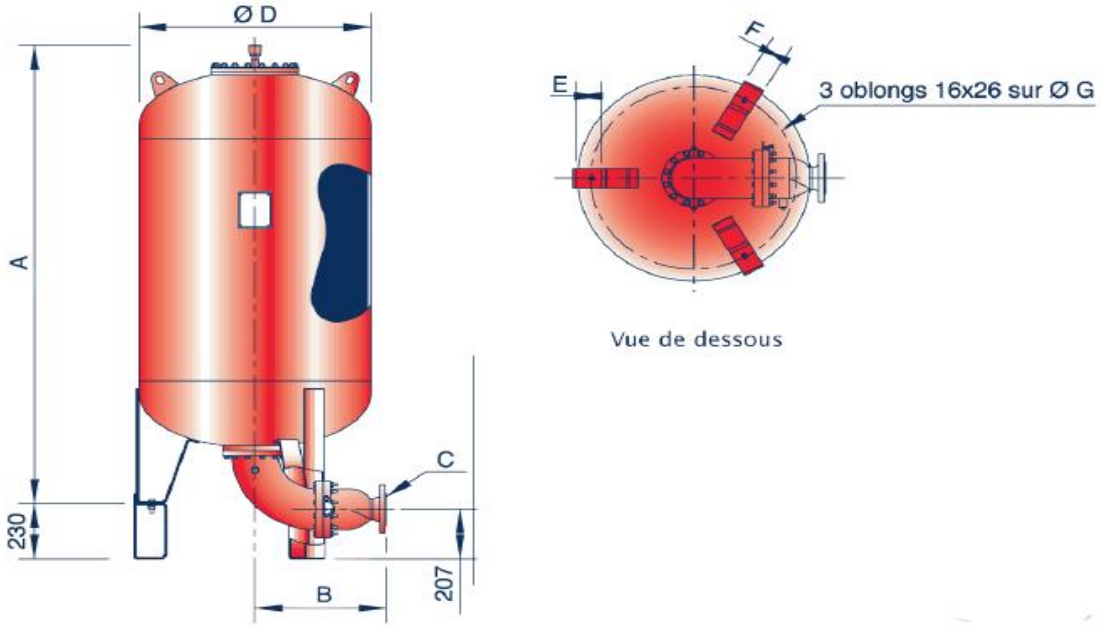


Capacité L	Ø D	L	H	Cote B (mm)	Cote E	Cote F	Cote K	Cote C	Potence
3000	1200	3010	1770	1600	150	900	167	400	Non
4000	1200	3800	1770	2400	150	900	167	400	Non
5000	1500	3170	2070	1700	150	1200	158	400	Non
6000	1500	4024	2070	2200	150	1200	158	400	Non
7000	1500	4480	2070	2500	150	1200	158	400	Non
8000	1500	4970	2070	3200	150	1200	158	400	Non
9000	1500	5470	2070	3700	150	1200	158	400	Non
10000	1900	4240	2470	2200	150	1300	268	400	Oui
10000	2100	3550	2670	1600	300	1600	328	400	Oui
12000	1900	4800	2470	3000	150	1300	268	400	Oui

Figure VII.12 : Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort (CHARLATTE).

Tableau VII.17 : Dimension du ballon du conduite 01.

Conduite	Volume	ΦD	L	H	Cote B	Cote E	Cote F	Cote K	Cote C	Potence
C1	6000	1500	4024	2070	2200	150	1200	158	400	Non



FigureVII.13 : réservoir anti bélier vertical type care.

Tableau VII.18 : Dimension du ballon anti bélier vertical type care. (CHARLATTE)

Conduite	Volume	Type d'installation	A (mm)	ΦD (mm)	E	F	G	Poids sans sortie (Kg)
C2	500	Vertical type care (clapet anti retour)	2076	630	54	50	560	222
C3	300	Vertical type care (clapet anti retour)	1457	630	54	50	560	202
C4	1500	Vertical type care (clapet anti retour)	2495	1000	80	100	905	792
C5	500	Vertical type care (clapet anti retour)	2076	630	54	50	560	222

Conclusion :

Pour notre projet, nous avons choisi d'installer un réservoir d'air dans le cadre d'une adduction en refoulement comme mesure de protection contre le phénomène du coup de bélier. Cette mise en place aura lieu immédiatement après les stations de pompage. En revanche, dans le contexte d'une adduction gravitaire, la protection des canalisations est assurée par la loi de Michaud pour une durée de fermeture lente du robinet vanne.

Chapitre VIII :
Management de projet

Introduction :

L'objectif majeur de ce chapitre est d'aider à la structuration des travaux en déterminant les options d'équipement et l'ordre des tâches qui influencent tant le coût que le temps de réalisation du projet. La gestion de projet est essentielle dans ce processus et se distingue par les phases suivantes :

VIII.1. Définition de l'organisation des travaux :

L'organisation des travaux, ou l'organisation de chantier, se réfère à la démarche de planification, de coordination et de supervision des tâches requises pour mener à bien et sans danger un projet de construction ou de travaux. Cela inclut la mise en place des ressources humaines, matérielles et financières, l'établissement d'un planning optimal pour l'exécution des travaux et la supervision des différentes étapes du chantier.

VIII.2. Calcul des volumes de travaux :

VIII.2.1. Travaux de l'adduction :

VIII.2.1.1. Implantation du tracé des tranchées :

L'alignement de la tranchée est indiqué sur le terrain par des jalons placés en ligne droite tous les cinquante mètres (50m).

VIII.2.2. Nivellement de la plate-forme de pose :

Quand le terrain est irrégulier, on procède au nivellement par progression en effectuant des calculs pour établir l'altitude de chaque point.

VIII.2.3. Excavation des tranchées :

Cette procédure se déroule en deux phases distinctes :

- Pour la mise en place des conduites le long de l'adduction, il est essentiel de prévoir une couche de sable d'une épaisseur de 20 cm comme base. La formule ci-dessous définit le volume de cette couche :

$$V_s = L \times B \times e \quad \text{.....(VIII-1)}$$

Avec :

V_s : volume du lit de sable en (m^3) ;

L : longueur totale des tranchées en (m) ;

B : largeur de la tranchée (m) ;

e : épaisseur du lit de sable en (m).

- En fonction des particularités du sol, l'excavation se fera de manière mécanique, la profondeur minimale de la tranchée à creuser doit être de 1.2 m pour :

L'excavation requiert l'établissement de plusieurs paramètres, notamment :

- La profondeur de la tranchée (H) ;
- La largeur de la tranchée (B).

Profondeur de la tranchée :

Elle peut varier entre 0,60 m et 1,20 m pour garantir la sécurité du tuyau face aux variations de températures ainsi qu'aux risques d'écrasement dûs aux charges et surcharges.

La formule suivante fournit la profondeur de la tranchée :

$$H = D + H_1 + H_2 \quad \text{.....(VIII-2)}$$

Avec :

H : la profondeur de la tranchée (m) ;
D : diamètre de la conduite (m) ;
H_1 : profondeur du lit de pose prise égale à 0.2 m ;
H_2 : épaisseur du remblai au-dessus de la génératrice de la conduite. (80 à 120 cm), on prend $H_2 = 1.2$ m

- **Largeur de la tranchée :**
  Elle sera déterminée en fonction du diamètre de la conduite, en prévoyant un espace de 30 cm de chaque côté de celle-ci.

La formule suivante indique la largeur de la tranchée :

$$B = D + (2 \times 0{,}3) \quad \text{.....(VIII-3)}$$

Avec :
D : diamètre de la conduite (m) ;

- **Section de la trachée :** Les sections de la trachée présentent une forme rectangulaire dont la surface est :

$$S_t = H \times B \quad \text{.....(VIII-4)}$$

St : Section de la conduite (m2) ;

- **Volume des déblais :**

La relation suivante le fournit :

$$\boldsymbol{V_d = (B \times H) \times L} \quad \text{.....(VIII-5)}$$

Avec :
V_d : volume des déblais entre deux coupes consécutives (m3) ;
L : distance entre deux coupes consécutives (m) ;

- **Coefficient de foisonnement (C_f) :**

Le coefficient de foisonnement sert à déterminer le volume apparent foisonné (V_f) d'un terrain déplacé basé sur le volume du déblai (V_d), Correspond à 1,42 [3].

$$\boldsymbol{V_f = C_f \times V_d} \quad \text{.....(VIII-6)}$$

Avec :
V_f : Volume du sol foisonné (m3) ;
C_f : Coefficient de foisonnement dépend de la nature du sol ;

- **Volume excédentaire :**

Il est donné par :

$$V_{ex} = V_f - V_r \quad \text{.....(VIII-7)}$$

Avec :
V_{ex} : volume du sol excédentaire (m3) ;
V_r : volume remblais (m3) ;

- **Remblaiement des tranchées :**

La relation suivante fournit le résultat :

$$\boldsymbol{V_r = C_c \times (V_f - V_s - V_c)} \quad \text{.....(VIII-8)}$$

Avec :

V_r : volume du remblai (m^3).
C_c : Le coefficient de compactage, Égale à 0,9.
V_s : volume de lit de sable (m^3).
V_c : volume occupé par la conduite (m^3). Tell que :

$$V_c = S_c \times L \quad \text{(VIII-9)}$$

Avec :
Sc : section de la conduite (m^2) ; donné par la relation suivante :

$$S_c = \frac{\pi \times D^2}{4} \quad \text{(VIII-10)}$$

L'application des formules (VIII.1), (VIII.2), (VIII.3), (VIII.4), (VIII.5), (VIII.6), (VIII.7), (VIII.8) et (VIII.9) donne les résultats suivants :

Tableau VIII.1 : Évaluation des divers volumes des travaux d'adduction.

	D (mm)	L (m)	H (m)	B (m)	St (m2)	Vd (m3)	Vf (m3)	Vs (m3)	Vc (m3)	Vr (m3)	Vex (m3)
C1	400	4019,51	1,80	1,00	1,80	7235,12	10273,87	803,90	504,85	8068,60	2205,26
C2	200	1158,85	1,60	0,80	1,28	1483,33	2106,33	185,42	36,39	1696,07	410,26
C3	250	1810,9	1,65	0,85	1,40	2539,79	3606,50	307,85	88,85	2888,82	717,68
C4	160	1938,55	1,56	0,76	1,19	2298,34	3263,65	294,66	38,96	2637,03	626,62
C5	110	1938,65	1,51	0,71	1,07	2078,43	2951,37	275,29	18,41	2391,90	559,47
C6	90	2127,93	1,49	0,69	1,03	2187,72	3106,57	293,65	13,53	2519,45	587,12
C7	90	5188,37	1,49	0,69	1,03	5334,16	7574,51	716,00	32,99	6142,97	1431,54
C8	90	284,26	1,49	0,69	1,03	292,25	414,99	39,23	1,81	336,56	78,43
C9	90	826,5	1,49	0,69	1,03	849,72	1206,61	114,06	5,26	978,57	228,04
C10	90	535,16	1,49	0,69	1,03	550,20	781,28	73,85	3,40	633,62	147,66
C11	75	775,97	1,48	0,68	1,00	772,58	1097,06	104,76	3,43	889,99	207,07
C12	160	5395,68	1,56	0,76	1,19	6397,12	9083,91	820,14	108,43	7339,80	1744,11
C13	75	1974,15	1,48	0,68	1,00	1965,51	2791,03	266,51	8,72	2264,22	526,81
C14	110	2851,56	1,51	0,71	1,07	3057,16	4341,16	404,92	27,09	3518,24	822,92
TOT	-	-	-	-	-	37041,43	52598,83	4700,24	892,10	42305,84	10292,99

VIII.3. Calcul des volumes de la station de pompage

VIII.3.1. Dimension des stations de pompages :

Portée entre axe poteaux,P = 4 m
Nombre de poteaux :
N_L= (Lsp /4) +1
N_l = (lsp /4) +1

Alors les nombre de poteaux total N_{TP}= $N_L \times N_l$

Les dimensions de fouilles : (Lf ×lf ×hf)= (2×2×2) m^3
Les dimensions de Semelle : (Ls× ls× hs) = (1,5×1,5×0.6) m^3
Demi-poteau : (adp×bdp×hdp) = (35×35×160) cm^3
Longrine : (al×bl) = (35×60) cm^2
Les Poteaux : (ap×bp×hp) = (35×35×400) cm×cm×cm
La chape inférieure ainsi que la dalle supérieure :(D_{inf}= D_{sup}) : e_{inf}= e_{sup} =10 cm ;
Les portes : 2 portes avec des dimensions de (4,2×3,2) m^2 et (2,2×1,2) m^2

Les fenêtres avec des dimensions de (2,2×1,4) m^2.

Tableau VIII.2 : Dimension des stations de pompages.

Station de pompage	L_{sp} (m)	L_{sp} (m)	H_{sp} (m)	N_L	N_l	N_{TP}	Fenêtres
01	18	8	6	6	3	18	06
02	14	8	6	5	3	15	05
03	14	9	6	5	4	20	06
04	16	8	6	5	3	15	06

VIII.3.2. Les volumes et les matériaux à évaluer :

VII.3.2.1. Décapage de terre végétale

L'épaisseur de la couche superficielle à décaper e_d = 0.1m, a=2m

La surface de décapage : S = (Lsp+2a) × (lsp+2a)

Volume de décapage : $\mathbf{V_{d.t.v} = S_{dtv} \times e_{d.t.v}}$ ……..……(VIII-11)

Avec :

Vd.t.v: le volume de Décapage de terre végétale (m^3)

Sdtv : surface de Décapage de terre végétale (m^2)

ed.t.v: épaisseur de Décapage de terre végétale (m)

VIII.3.2.2. Volume de déblai de fouille

Nombre de poteaux = nombre des fouilles

Volume d'une fouille :

$\mathbf{V_f = L_f \times l_f \times h_f}$……..……(VIII-12)

Avec :

$\mathbf{V_f}$: Volume d'une fouille (m^3)

$\mathbf{L_f}$: longueur d'une fouille(m)

$\mathbf{l_f}$: largeur d'une fouille(m)

$\mathbf{h_f}$: hauteur d'une fouille(m)

Volume du déblai des fouilles : $V_{d.f} = V_f \times N_f$……..……(VIII-13)

Avec : $\mathbf{V_{d.f}}$: Volume du déblai des fouilles (m^3)

$\mathbf{N_f}$: nombre des fouilles

VII.3.2.3. Volume de béton de propreté dosé à 150 Kg/m^3 sous semelles :

Le volume du béton de propreté d'une sous semelle

$\mathbf{V_{b.p.s.s} = (Ls+2a) \times (ls+2a) \times e_{Bp}}$ ……(VIII-14)

Avec :

a = 0.05 m

$\mathbf{E_{bp}}$= 0.1 m.

$\mathbf{V_{b.p.s.s}}$: volume de Béton de propreté d'une sous semelles (m^3).

Ns : nombre des semelles.

VII.3.2.4. Volume béton armé dosé à 350 kg/m3 pour semelles :

Volume d'une semelle : Vse = 1,5×1,5 × 0.6 = 1,35 m^3

$\mathbf{V_{b.a.s} = V_{se} \times N_{se}}$. ……(VIII-15)

Avec :

$V_{b.a.s}$: Volume de Béton armé pour semelles (m^3).

V_{se} : volume de Béton armé d'une seule semelle (m^3).

N_{se} : nombre des semelles.

VII.3.2.5. Volume de béton armé dosé à 350 kg/m³ pour demi-poteaux :

$V_{d.p} = 0.35 \times 0.35 \times 1{,}6 = 0.196\ m^3$

$$V_{b.a.d.p} = V_{d.p} \times N_{d.p} \quad \text{(VIII-16)}$$

Avec :

$V_{b.a.d.p}$: Volume de Béton armé pour les demi-poteaux. (m^3)

$N_{d.p}$: nombre des demi-poteaux

VII.3.2.6. Volume de remblai des fouilles :

Le volume est calculé comme suit :

$$V_{r.f} = V_{Déblai} - V_{béton\ de\ propreté} - V_{béton\ arme\ de\ semelle} - V_{béton\ arme\ Demi\ poteau} \quad \text{(VIII-17)}$$

Avec :

$V_{Déblai}$: le volume de déblai (m^3).

$V_{béton\ de\ propreté}$: le volume de béton de propreté (m^3).

$V_{béton\ arme\ de\ semelle}$: le volume de béton arme de semelle (m^3) .

$V_{béton\ arme\ Demi\text{-}poteau}$: le volume de béton arme demi-poteaux (m^3).

VII.3.2.7. Volume de béton de propreté dosé à 150 kg/m3 sous longrines :

Le volume est calculé comme suit :

$$V_{b.p.l} = V_{b.p.s.l.h} \times N_{lh} + V_{b.p.s.l.v} \times N_{lv} \quad \text{(VIII-18)}$$

Avec :

$V_{b.p.s.l.h}$: Volume de béton propreté sous Longrine horizontale= L× l × h,

$V_{b.p.s.l.v}$: Volume de béton propreté sous Longrine verticale = L× l × h,

N_{lh} : Nombres de longrines horizontales,

N_{lv} : Nombres de longrine verticales,

VII.3.2.8. Volume de béton armé dosé à 350 kg/m3 pour longrines (inferieur & supérieur):

Le volume est calculé comme suit :

$$V_{b.a.l} = V_{b.a.l.h} \times N_{lh} + V_{b.a.l.v} \times N_{lv} \quad \text{(VIII-19)}$$

Avec :

$V_{b.a.l.h}$: Volume de béton arme de Longrine horizontale

$V_{b.a.l.v}$: Volume de béton arme Longrine verticale

Volume de béton armé pour longrines (inferieur & supérieur) :

$$V_{b.a.l} = V_{b,a,l} \times 2$$

VII.3.2.9. Volume de remblai des casiers :

Le volume est calculé comme suit :

La surface des casiers = La surface d'un seul casier × nombre des casiers.

Volume de Remblai des casiers = La surface des casiers × épaisseur des casiers

$$V_{r.c} = S_c \times e_{r.s} \quad \text{(VIII-20)}$$

VII.3.2.10. Volume Béton armé de la Chape (plat forme) :

Le volume est calculé comme suit :

$$V_{plat\ forme} = Sc \times e_{plat\ forme} \quad \text{(VIII-21)}$$

Avec :

$V_{plat\ forme}$: Volume Béton armé de la Chape

Sc= surface des casiers (m^2)

VII.3.2.11. Volume béton armé dosé à 350 kg/m³ pour poteaux :

Le volume est calculé comme suit :

Volume d'un poteau : Vp = ap × bp × hp

$$V_{b.a.p} = V_p \times N_p \quad \text{(VIII-22)}$$

VII.3.2.12. Nombre des briques :

Seuls les murs extérieurs de la station de pompage seront réalisés en briques de 30 × 20 (cm^2). La superficie totale de la maçonnerie est de :

$S_{\text{totale de briques}} : S_{T\cdot murs} - S_{fenêtres} - S_{portail} - S_{\text{poteaux extérieur}}$

$ST_{\cdot murs}$: Surface totale des murs (m^2) ;

$S_{fenêtres}$: Surface des fenêtres (m^2) ;

$S_{portail}$: Surface du portail (m^2).

$S_{\text{poteaux extérieur}}$: Surface des poteaux extérieurs (m^2).

Donc le nombre de briques nécessaire est de :

$$N_{briques} = \frac{S_{tot\ briques}}{S_{brique}} \quad \text{(VIII-23)}$$

VII.3.2.13. Nombre des pièces d'hourdis :

$$N_{hourdis} = \frac{S_{tot\ hourdis}}{S_{hourdis}} \quad \text{(VIII-24)}$$

VII.3.2.14. Volume de béton arme dosé à 350 kg/m³ pour la dalle :

Le volume est calculé comme suit :

$$V_{b.a.D} = S_{dalle} * e_{dalle} \quad \text{(VIII-25)}$$

Avec :

S_{dalle} = surface totale de la dalle (m^2).

e_{dalle} = épaisseur de la dalle (m), e=0.1 m.

VII.3.2.15. Volume de béton arme dosé à 350 kg/m³ pour les poutrelles :

Le volume est calculé comme suit :

$$V_{b.a.\ p} = 0.3 \times V_{b.a.D} \quad \text{(VIII-26)}$$

$V_{b.a.\ p}$: Volume de béton arme des poutrelles (m^3)

$V_{b.a.D}$: Volume de béton arme la dalle (m^3)

Les résultats des travaux sont résumés dans les tableaux ci-dessous.

Tableau VIII.3 : les volumes des divers travaux du SP1.

N	Désignation	Unité	Quantité
1	Volume de décapage	m^3	26,4
2	Volume de déblai des fouilles	m^3	144
3	Volume de béton de propreté	m^3	4,608
4	Volume de béton de semelle	m^3	24,3
5	Volume de béton armé des demi-poteaux	m^3	3,528
6	Volume de remblai	m^3	111,564
7	Volume de béton de propreté sous la ceinture	m^3	2,379
8	Volume de longrine inférieur et supérieur	m^3	37,596
9	Volume de remblai de casiers	m^3	49,73
10	Volume de béton armé de la chape (plat forme)	m^3	6,63
11	Volume béton armé des poteaux	m^3	8,82
12	Nombre de briques	N	3000
13	Nombre de pièces d'hourdis	N	300
14	Volume de béton de la dalle	m^3	14,4
15	Volume des poutrelles	m^3	4,32

Tableau VIII.4 : les volumes des divers travaux du SP2.

N	Désignation	Unité	Quantité
1	Volume de décapage	m^3	21,6
2	Volume de déblai des fouilles	m^3	120
3	Volume de béton de propreté	m^3	3,84
4	Volume de béton de semelle	m^3	20,25
5	Volume de béton armé des demi-poteaux	m^3	2,94
6	Volume de remblai	m^3	92,97
7	Volume de béton de propreté sous la ceinture	m^3	1,892
8	Volume de longrine inférieur et supérieur	m^3	29,94
9	Volume de remblai de casiers	m^3	38,28
10	Volume de béton armé de la chape (plat forme)	m^3	5,1
11	Volume béton armé des poteaux	m^3	7,35
12	Nombre de briques	N	2500
13	Nombre de pièces d'hourdis	N	300
14	Volume de béton de la dalle	m^3	11,2
15	Volume des poutrelles	m^3	3,36

Tableau VIII.5 : les volumes des divers travaux du SP3.

N	Désignation	Unité	Quantité
1	Volume de décapage	m^3	23,4
2	Volume de déblai des fouilles	m^3	160
3	Volume de béton de propreté	m^3	5,12
4	Volume de béton de semelle	m^3	27

5	Volume de béton armé des demi-poteaux	m^3	3,92
6	Volume de remblai	m^3	123,96
7	Volume de béton de propreté sous la ceinture	m^3	2,301
8	Volume de longrine inférieur et supérieur	m^3	36,38
9	Volume de remblai de casiers	m^3	41,8
10	Volume de béton armé de la chape (plat forme)	m^3	5,574
11	Volume béton armé des poteaux	m^3	9,8
12	Nombre de briques	N	2700
13	Nombre de pièces d'hourdis	N	250
14	Volume de béton de la dalle	m^3	12,6
15	Volume des poutrelles	m^3	3,78

Tableau VIII.6 : les volumes des divers travaux du SP4.

N	Désignation	Unité	Quantité
1	Volume de décapage	m^3	24
2	Volume de déblai des fouilles	m^3	120
3	Volume de béton de propreté	m^3	3,84
4	Volume de béton de semelle	m^3	20,25
5	Volume de béton armé des demi-poteaux	m^3	2,94
6	Volume de remblai	m^3	92,97
7	Volume de béton de propreté sous la ceinture	m^3	2,048
8	Volume de longrine inférieur et supérieur	m^3	32,58
9	Volume de remblai de casiers	m^3	44,53
10	Volume de béton armé de la chape (plat forme)	m^3	5,9
11	Volume béton armé des poteaux	m^3	5,35
12	Nombre de briques	N	3000
13	Nombre de pièces d'hourdis	N	350
14	Volume de béton de la dalle	m^3	12,8
15	Volume des poutrelles	m^3	3,84

VIII.4. Calcul des volumes des travaux des réservoirs :

Notre système d'approvisionnement compte 14 réservoirs, comprenant un réservoir tampon de 500 m^3, un réservoir d'eau à traiter ayant une capacité de 1000 m^3, ainsi que quatre bâches et huit réservoirs terminaux.

- L'excavation doit atteindre une profondeur de 5 mètres ;
- Le diamètre de l'excavation doit être supérieur à celui du réservoir de 2 mètres (soit, un mètre supplémentaire de chaque côté) ;
- L'épaisseur du lit de tout venant est de : 0,3 m ;
- L'épaisseur du béton de propreté est de : 0,15 m ;
- L'épaisseur du radier du réservoir s'établit à 0,15 m ;
- Pour le voile du réservoir, elle est de : 0,25 m ;

- Concernant la coupole, son épaisseur est de 0,1 m ;
- L'acrotère présente une hauteur de 0,3 m et une épaisseur de 0,08 m ;
- Les chicanes sont constituées de béton armé ayant une surface unitaire équivalente à 0,2 × (D – 1 m) m².

Les dimensions des chambres de manœuvres seront les suivantes :

- ✓ La longueur mesure 3-6 m ;
- ✓ La largeur est de 2-5 m ;
- ✓ La hauteur est de 3 m ;
- ✓ Les murs enfouis sont faits de béton armé d'une épaisseur de 0,2 m, sur une profondeur de 0,5 m ;
- ✓ Les murs au-dessus du sol sont construits en briques et s'élèvent sur une hauteur de 2,5 m ;
- ✓ La dalle qui a une épaisseur de 0,15 m repose sur quatre poteaux ainsi que trois ceintures ;
- ✓ Les poteaux ont une forme carrée (0,3 × 0,3 m²), tandis que les ceintures sont rectangulaires (0,3 × 0,45 m²).

VIII.4.1. Calcul du volume des déblais :

La quantité totale de déblais est obtenue en additionnant les déblais provenant des réservoirs et des salles d'opération :

$$V_d = \left[\frac{\pi \times D^2}{4} \times h_{exc} + (L \times l) \times h_{exc}{}'\right] \quad \text{(VIII-27)}$$

- **V_d** : volume global des déblais (m^3) ;
- **D_{exc}** : Diamètre d'excavation (m), Dexc = Dext + 2 ;
- **D_{ext}** : Diamètre extérieur du radier du réservoir (m), Dext = Dint + (2 × 0,25) ;
- **D_{int}** : Diamètre intérieur du réservoir (m) ;
- **L** : dimension de la chambre de manœuvre en longueur (m) ;
- **l** : dimension de la chambre de manœuvre en largeur (m) ;
- **h_{exc}** : Profondeur d'excavation (m), hexc = 5 m ;
- **h_{exc}'** : Profondeur d'excavation de la chambre de manœuvre (m), hexc' = 0,5 m ;

Tableau VIII.7: Calcul des volumes des déblais pour les réservoirs et les chambres de manœuvres.

Réservoirs	Dint (m)	Dext (m)	Dexc (m)	L (m)	l (m)	Vd (m^2)
Réservoir d'eau à traité	15,96	16,46	18,46	5	4	1348
Réservoir tampon	13	13,5	15,5	5	4	954
Bâche SP 01	8	8,5	10,5	0	0	433
Bâche SP 02	8	8,5	10,5	0	0	433
Bâche SP 03	6	6,5	8,5	0	0	284
Bâche SP 03	5	5,5	7,5	0	0	221

MDJOUDA	8	8,5	10,5	5	4	443
EL MROUDJ	8	8,5	10,5	5	4	443
ACL	14	14,5	16,5	5	4	1079
RIHAN	14	14,5	16,5	5	4	1079
EL HOUADFIA	14	14,5	16,5	5	4	1079
EL MAGROUNE	12	12,5	14,5	5	4	836
EDRADER	10	10,5	12,5	5	4	624
AIN EL KHACHBA	14	14,5	16,5	5	4	1079
						10335

VIII.4.2. Calcul du volume du tout-venant :

La formule suivante sera utilisée pour calculer le volume du tout-venant :

$$V_{tv} = \frac{\pi \times D_{exc}^2}{4} \times e_{tv} \text{.....(VIII-28)}$$

V_{tv} : Volume du tout-venant (m3) ;

e_{tv} : Epaisseur de la couche du tout- venant (m), etv = 0,3 m ;

Tableau VIII.8: Calcul des volumes du tout-venant.

Réservoirs	**Dexc (m)**	**Vtv (m^3)**
Réservoir d'eau à traité	18,46	80,25
Réservoir tampon	15,5	56,58
Bâche SP 01	10,5	25,96
Bâche SP 02	10,5	25,96
Bâche SP 03	8,5	17,01
Bâche SP 04	7,5	13,25
MDJOUDA	10,5	25,96
EL MROUDJ	10,5	25,96
ACL	16,5	64,11
RIHAN	16,5	64,11
EL HOUADFIA	16,5	64,11
EL MAGROUNE	14,5	49,51
EDRADER	12,5	36,80
AIN EL KHACHBA	16,5	64,11
		613,72

VIII.4.3. Calcul du volume de béton de propreté :

La mise en place du béton de propreté sera prolongée jusqu'à 0,6 m des murs extérieurs du réservoir. Le calcul du volume de béton de propreté se fera à l'aide de la formule ci-après :

$$V_{bp} = \frac{\pi \times D_{bp}^2}{4} \times e_{bp} \text{.....(VIII-29)}$$

V_{bp} : Volume du béton de propreté (m^3) ;

D_{bp} : Diamètre de la couche du béton de propreté (m), $D_{bp} = D_{ext} + 1,2$;

e_{bp} : Epaisseur de la couche du béton de propreté (m), $e_{bp} = 0,15$ m ;

Tableau VIII.9: Calcul des volumes du béton de propreté.

Réservoirs	**D_{bp} (m)**	**V_{bp} (m^3)**
Réservoir d'eau à traité	17,66	36,72
Réservoir tampon	14,7	25,44
Bâche SP 01	9,7	11,08
Bâche SP 02	9,7	11,08
Bâche SP 03	7,7	6,98
Bâche SP 04	6,7	5,29
MDJOUDA	9,7	11,08
EL MROUDJ	9,7	11,08
ACL	15,7	29,02
RIHAN	15,7	29,02
EL HOUADFIA	15,7	29,02
EL MAGROUNE	13,7	22,10
EDRADER	11,7	16,12
AIN EL KHACHBA	15,7	29,02
		273,07

VIII.4.4. Calcul du volume du béton armé :

Les structures circulaires du réservoir sont évaluées à l'aide de la formule suivante :

$$V_{ba} = \frac{\pi \times (D_{ext}^2 - D_{int}^2)}{4} \times H \quad \text{.....(VIII-30)}$$

D_{ext} : Diamètre extérieur de l'élément du réservoir (m) ;

D_{int} : Diamètre intérieur de l'élément du réservoir (m) ;

H : Hauteur de l'élément du réservoir (m) ;

Le tableau ci-dessous résume les résultats des calculs :

Tableau VIII.10: Calcul du volume du béton armé.

Réservoirs	**Eléments**	**Dext (m)**	**Dint (m)**	**H (m)**	**V_{ba} (m^3)**
Réservoir d'eau à traité	Radiers	16,46	-	0,15	32
	Voiles	16,46	15,96	5	64
	Ceintures supérieures	17,01	15,96	0,5	14
	Acrotères	17,01	16,5	0,3	4
Réservoir tampon	Radiers	13,5	-	0,15	21
	Voiles	13,5	13	5	52
	Ceintures supérieures	14,05	13	0,5	11
	Acrotères	14,05	13,54	0,3	3
Bâche SP 01	Radiers	8,5	-	0,15	9
	Voiles	8,5	8	5	32
	Ceintures supérieures	9,05	8	0,5	7
	Acrotères	9,05	8,54	0,3	2
Bâche SP 02	Radiers	8,5	-	0,15	9
	Voiles	8,5	8	5	32
	Ceintures supérieures	9,05	8	0,5	7
	Acrotères	9,05	8,54	0,3	2

Bâche SP 03	Radiers	6,5	-	0,15	5
	Voiles	6,5	6	5	25
	Ceintures supérieures	7,05	6	0,5	5
	Acrotères	7,05	6,54	0,3	2
Bâche SP 04	Radiers	5,5	-	0,15	4
	Voiles	5,5	5	5	21
	Ceintures supérieures	6,05	5	0,5	5
	Acrotères	6,05	5,54	0,3	1
MDJOUDA	Radiers	8,5	-	0,15	9
	Voiles	8,5	8	5	32
	Ceintures supérieures	9,05	8	0,5	7
	Acrotères	9,05	8,54	0,3	2
EL MROUDJ	Radiers	8,5	-	0,15	9
	Voiles	8,5	8	5	32
	Ceintures supérieures	9,05	8	0,5	7
	Acrotères	9,05	8,54	0,3	2
ACL	Radiers	14,5	-	0,15	25
	Voiles	14,5	14	5	56
	Ceintures supérieures	15,05	14	0,5	12
	Acrotères	15,05	14,54	0,3	4
RIHAN	Radiers	14,5	-	0,15	25
	Voiles	14,5	14	5	56
	Ceintures supérieures	15,05	14	0,5	12
	Acrotères	15,05	14,54	0,3	4
EL HOUADFIA	Radiers	14,5	-	0,15	25
	Voiles	14,5	14	5	56
	Ceintures supérieures	15,05	14	0,5	12
	Acrotères	15,05	14,54	0,3	4
EL MAGROUNE	Radiers	12,5	-	0,15	18
	Voiles	12,5	12	5	48
	Ceintures supérieures	13,05	12	0,5	10
	Acrotères	13,05	12,54	0,3	3
EDRADER	Radiers	10,5	-	0,15	13
	Voiles	10,5	10	5	40
	Ceintures supérieures	11,05	10	0,5	9
	Acrotères	11,05	10,54	0,3	3
AIN EL KHACHBA	Radiers	14,5	-	0,15	25
	Voiles	14,5	14	5	56
	Ceintures supérieures	15,05	14	0,5	12
	Acrotères	15,05	14,54	0,3	4
					998

- Coupoles :

Concernant le réservoir de forme circulaire :

$$R = \frac{f^2 + \left(\frac{D}{2}\right)^2}{2 \times f} \text{.....(VIII-31)}$$

R : Rayon de la coupole (m)
D : Diamètre du réservoir (m)
f : flèche de la coupole (m), f = 1,5 m
Avec un volume :

$$V_c = 2 \times \pi \times R \times f \times e_c \text{.....(VIII-32)}$$

V_c : Volume du béton armé de la coupole (m^2)
e_c : Epaisseur de la coupole (m), ec = 0,1 m

Tableau VIII.11: Calcul du volume du béton armé pour les coupoles.

Réservoirs	D (m)	R (m)	Vc (m^3)
Réservoir d'eau à traité	16,46	23	22
Réservoir tampon	13,5	16	15
Bâche SP 01	8,5	7	6
Bâche SP 02	8,5	7	6
Bâche SP 03	6,5	4	4
Bâche SP 04	5,5	3	3
MDJOUDA	8,5	7	6
EL MROUDJ	8,5	7	6
ACL	14,5	18	17
RIHAN	14,5	18	17
EL HOUADFIA	14,5	18	17
EL MAGROUNE	12,5	14	13
EDRADER	10,5	10	9
AIN EL KHACHBA	14,5	18	17
			161

La quantité totale de béton armé dans le réservoir est de 998 + 161, ce qui équivaut à 1159 m^3.
Le tableau ci-dessous présente un récapitulatif des résultats calculés pour le volume du béton armé de la chambre de manœuvre :

Tableau VIII.12: Calcul du volume du béton armé de la chambre de manœuvre.

Eléments	L (m)	l (m)	H (m)	N	V=L×l×H (m^3)
Voiles	5	0,2	0,5	3	1,5
Poteaux	0,3	0,3	3	4	1,08
Ceintures inf.long	5	0,3	0,3	3	1,35
Ceintures inf.larg	4	0,3	0,3	3	1,08
Ceintures sup.long	5	0,3	0,3	3	1,35
Ceintures sup.larg	4	0,3	0,45	3	1,62
Dalle supérieure	5	4	0,15	1	3
Chape inférieure	5	4	0,15	1	3
					14

Comme il y'a 10 chambres de manœuvre, le volume total de béton armé pour ces dernières est : 10 ×14, ce qui donne : 140 m³.
Par conséquent, la quantité totale de béton armé pour le réservoir et les salles de manœuvre s'élèvera à 1299 m³.

VIII.4.5. Calcul du volume du remblai compacté :

Le volume de remblai compacté correspond à l'espace vide restant après le coulage du béton armé des voiles, entre ces dernières et les bords de l'excavation.

$$V_r = \frac{\pi \times (D_{exc}^2 - D_{ext}^2)}{4} \times h \quad \text{.....(VIII-33)}$$

V_r : Volume du remblai compacté (m3) ;
D_{ext} : Diamètre extérieur du réservoir (m) ;
h : Profondeur d'excavation (m), h = 5 m ;

Tableau VIII.13: Calcul du volume du remblai compacté.

Réservoirs	**Dexc (m)**	**Dext (m)**	**Vr (m^3)**
Réservoir d'eau à traité	18,46	16,46	274
Réservoir tampon	15,5	13,5	228
Bâche SP 01	10,5	8,5	149
Bâche SP 02	10,5	8,5	149
Bâche SP 03	8,5	6,5	118
Bâche SP 04	7,5	5,5	102
MDJOUDA	10,5	8,5	149
EL MROUDJ	10,5	8,5	149
ACL	16,5	14,5	243
RIHAN	16,5	14,5	243
EL HOUADFIA	16,5	14,5	243
EL MAGROUNE	14,5	12,5	212
EDRADER	12,5	10,5	181
AIN EL KHACHBA	16,5	14,5	243
			2684

VIII.4.6. Calcul du volume de la maçonnerie :

Concernant les réservoirs, seuls les murs sur le sol de la chambre de manœuvre seront édifiés avec des briques de dimensions 30 × 20 (cm^2).
La superficie de la maçonnerie de la salle de manœuvre est calculée comme [(4.4 × 2) + (3.4)] × 2.5, ce qui donne 30.5 m².
Puisque nous avons trois chambres de manœuvre, le total des briques pour ces chambres s'élève à : 10× 550, soit : 5500 briques.

VIII.5. Calcul des coûts des travaux :

Les tableaux ci-après présentent les résultats des dépenses associées aux projets d'adduction, aux installations de pompage et au réservoir.

TableauVIII.14 : Résumé du coût des travaux d'adduction.

N	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Décapage	m^3	37041,43	400	14 816 572,00
2	Pose de lit de sable	m^3	4700,24	800	3 760 192,00
3	Remblaiement	m^3	42305,84	400	16 922 336,00
4	Evacuation des déblais excédentaires	m^3	10292,99	250	2 573 247,50
5	Tuyau PEHD PN 20 DN 400	ml	4019,51	13506,5	54 289 511,80
6	Tuyau PEHD PN 16 DN 200	ml	1158,85	2863,14	3 317 949,80
7	Tuyau PEHD PN 25 DN 250	ml	1810,9	6211,79	11 248 930,50
8	Tuyau PEHD PN 16 DN 160	ml	1938,55	1837,36	3 561 814,20
9	Tuyau PEHD PN 10 DN 90	ml	6834,3	399,84	2 732 626,50
10	Tuyau PEHD PN 16 DN 110	ml	4790,21	868,69	4 161 207,50
11	Tuyau PEHD PN 16 DN 90	ml	2127,93	584,29	1 243 328,20
12	Tuyau PEHD PN 16 DN 75	ml	1974,15	402,22	794 042,60
13	Tuyau PEHD PN 10 DN 160	ml	5395,68	1243,55	6 709 797,90
14	Tuyau PEHD PN 10 DN 75	ml	775,97	287,98	223 463,80
					Total : 126 355 020,00

Ainsi, le coût des travaux d'adduction s'élève à : **126355020.00 DA.**

TableauVIII.15 : Coût des travaux pour les deux stations de pompage.

N	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Volume de décapage	m^3	95	400	38 160,00
2	Volume de déblai des fouilles	m^3	544	500	272 000,00
3	Volume de béton de propreté	m^3	17	10000	174 080,00
4	Volume de béton de semelle	m^3	92	60000	5 508 000,00
5	Volume de béton armé des demi-poteaux	m^3	13	60000	799 680,00
6	Volume de remblai	m^3	421	800	337 171,20
7	Volume de béton de propreté sous la ceinture	m^3	9	10000	86 200,00
8	Volume de longrine inférieur et supérieur	m^3	136	60000	8 189 760,00
9	Volume de remblai de casiers	m^3	174	800	139 472,00
10	Volume de béton armé de la chape (plat forme)	m^3	23	30000	696 120,00
11	Volume béton armé des poteaux	m^3	31	60000	1 879 200,00

12	Nombre de briques	N	11200	40	448 000,00
13	Nombre de pièces d'hourdis	N	1200	50	60 000,00
14	Volume de béton de la dalle	m^3	51	30000	1 530 000,00
15	Volume des poutrelles	m^3	15	30000	459 000,00
					Total : 20 616 843,2

Ainsi, le coût des travaux d'adduction s'élève à : **20 616 843,20 DA.**

Tableau VIII.16: Coût des travaux des réservoirs.

N	Description des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Déblais	m^3	10335	300	3 100 500,00
2	Tout venant	m^3	631,72	600	379 032,00
3	Béton de propreté	m^3	273,07	8000	2 184 560,00
4	Béton armé	m^3	1299	25000	32 475 000,00
5	Remblai compacté	m^3	2684	400	1 073 600,00
6	Maçonnerie	brique	5500	40	220 000,00
					Total : 39 432 692,00

Ainsi, le coût des travaux d'adduction s'élève à : **39 432 692,00 DA.**

Tableau VIII.17 : Coût global.

Désignation	Montant (DA)
Adduction	126 355 020,00
Stations de pompage	20 616 843,20
Réservoirs	39 432 692,00
Total HT	186 404 555,20
TVA 17 %	31 688 774,38
Total TTC	**218 093 329,6**

Le montant totale de notre projet est estimée à : **218 093 329,6 DA c'est-à-dire** deux cent dix-huit millions quatre-vingt-treize mille trois cent vingt-neuf dinars algériens et soixante centimes.

VIII.6. Organisation des travaux d'adduction :

L'objectif de la planification est d'assurer l'exécution du projet dans les temps impartis, de mettre à disposition les ressources requises et surtout d'anticiper les éventuels problèmes.

VIII.6.1. Identification des tâches et de leurs délais :

VIII.6.1.1. Adduction :

Le tableau ci-dessous résume les diverses phases de l'adduction ainsi que leurs délais associés.

Tableau VIII.18 : Temps nécessaire pour effectuer les opérations d'adduction.

Notation	Opération	Durée (jours)
A	Exécution des tranchées « SP01 – SP02 »	120
B	Exécution des tranchées « SP02 – SP03 »	85
C	Exécution des tranchées « SP03 – SP04 »	90
D	Exécution des tranchées « SP04 – Réservoir tampon »	100

E	Exécution des tranchées « Réservoir tampon – Réservoir projeté RIHANE »	60
F	Exécution des tranchées « Réservoir tampon – Pp5 »	80
G	Exécution des tranchées « Pp5 – Pp6 »	90
H	Exécution des tranchées « Pp6 – Réservoir projeté EDRADER »	130
I	Exécution des tranchées « Pp5 – Réservoir projeté EL HOUADFIA »	40
J	Exécution des tranchées « Pp6 – Réservoir projeté EL MAGROUNE »	50
K	Exécution des tranchées « Pp1 – Réservoir projeté MDJOUDA »	98
L	Exécution des tranchées « Pp2 – Réservoir projeté BOUGOUS »	110
M	Exécution des tranchées « Pp3 – Réservoir projeté EL MROUDJ »	97
N	Exécution des tranchées « Pp4 – Réservoir projeté AIN EL KHACHBA »	65
O	Pose de lit de sable « SP01 – SP02 »	40
P	Pose de lit de sable « SP02 – SP03 »	35
Q	Pose de lit de sable « SP03 – SP04 »	33
R	Pose de lit de sable « SP04 – Réservoir tampon »	45
S	Pose de lit de sable « Réservoir tampon – Réservoir projeté RIHANE »	20
T	Pose de lit de sable « Réservoir tampon – Pp5 »	25
U	Pose de lit de sable « Pp5 – Pp6 »	30
V	Pose de lit de sable « Pp6 – Réservoir projeté EDRADER »	50
W	Pose de lit de sable « Pp5 – Réservoir projeté EL HOUADFIA »	22
X	Pose de lit de sable « Pp6 – Réservoir projeté EL MAGROUNE »	26
Y	Pose de lit de sable « Pp1 – Réservoir projeté MDJOUDA »	32
Z	Pose de lit de sable « Pp2 – Réservoir projeté BOUGOUS »	42
AB	Pose de lit de sable « Pp3 – Réservoir projeté EL MROUDJ »	38
AC	Pose de lit de sable « Pp4 – Réservoir projeté AIN EL KHACHBA »	28
AD	Pose de canalisation « SP01 – SP02 »	170
AE	Pose de canalisation « SP02 – SP03 »	100
AF	Pose de canalisation « SP03 – SP04 »	110
AG	Pose de canalisation « SP04 – Réservoir tampon »	150
AH	Pose de canalisation « Réservoir tampon – Réservoir projeté RIHANE »	80
AI	Pose de canalisation « Réservoir tampon – Pp5 »	90
AJ	Pose de canalisation « Pp5 – Pp6 »	100
AK	Pose de canalisation « Pp6 – Réservoir projeté EDRADER »	140
AL	Pose de canalisation « Pp5 – Réservoir projeté EL HOUADFIA »	50
AM	Pose de canalisation « Pp6 – Réservoir projeté EL MAGROUNE »	60
AN	Pose de canalisation « Pp1 – Réservoir projeté MDJOUDA »	108
AO	Pose de canalisation « Pp2 – Réservoir projeté BOUGOUS »	140
AP	Pose de canalisation « Pp3 – Réservoir projeté EL MROUDJ »	107
AQ	Pose de canalisation « Pp4 – Réservoir projeté AIN EL KHACHBA »	75
AR	Remblayage des tranchées « SP01 – SP02 »	30
AS	Remblayage des tranchées « SP02 – SP03 »	25

AT	Remblayage des tranchées « SP03 – SP04 »	13
AU	Remblayage des tranchées « SP04 – Réservoir tampon »	27
AV	Remblayage des tranchées « Réservoir tampon – Réservoir projeté RIHANE »	10
AW	Remblayage des tranchées « Réservoir tampon – Pp5 »	15
AX	Remblayage des tranchées « Pp5 – Pp6 »	20
AY	Remblayage des tranchées « Pp6 – Réservoir projeté EDRADER »	30
AZ	Remblayage des tranchées « Pp5 – Réservoir projeté EL HOUADFIA »	12
BA	Remblayage des tranchées « Pp6 – Réservoir projeté EL MAGROUNE »	16
BB	Remblayage des tranchées « Pp1 – Réservoir projeté MDJOUDA »	22
BC	Remblayage des tranchées « Pp2 – Réservoir projeté BOUGOUS »	32
BD	Remblayage des tranchées « Pp3 – Réservoir projeté EL MROUDJ »	28
BE	Remblayage des tranchées « Pp4 – Réservoir projeté AIN EL KHACHBA »	8

VIII.6.1.2. Station de pompage :

Le tableau ci-dessous présente les tâches liées à la construction de la station de pompage ainsi que leurs durées respectives :

Tableau VII.19 : Temps de réalisation des opérations de la station de pompage.

Notation	**Opération**	**Durée (jours)**
BF	Décapage	3
BG	Excavation	7
BH	Coulage du béton de propreté	2
BI	Coulage du béton pour les semelles	3
BJ	Coulage du béton pour les demi-poteaux	5
BK	Remblayage et compactage des fouilles	3
BL	Construction des mures	7
BM	Coulage béton longrines inférieures	15
BN	Remblayage et compactage des casiers	6
BO	Coulage de la chape inférieure	2
BP	Coulage béton poteaux et des voiles de la salle de machines	20
BQ	Coulage du béton pour longrines supérieurs et de dalle	60
BR	Maçonnerie et finition générale	60
BS	Embellissement (trottoirs, bitumage et verdure), évacuation des débris et nettoyage	7
BT	Excavation pour la bâche d'aspiration	5
BU	Pose du tout venant	3
BV	Coulage du béton de propreté	2
BW	Coulage du béton armé du radier	4
BX	Coulage du béton armé du voile de la bâche	9
BY	Coulage du béton armé de la dalle	5

VIII.6.1.3. Réservoirs :

Le tableau suivant énumère les phases de construction du réservoir ainsi que le temps requis pour chaque étape :

Tableau VII.20 : Temps de réalisation des opérations du réservoir.

Notation	Opération	Durée (jours)
CA	Excavation	8
CB	Pose du tout-venant	3
CC	Coulage du béton de propreté	2
CD	Coulage du béton armé du radier et de la chape de la chambre de manœuvre	60
CE	Coulage béton armé du voile du réservoir et de la chambre	60
CF	Coulage du béton armé de la ceinture supérieur du réservoir et des poteaux de la chambre de manœuvre	30
CG	Coulage du béton armé de la coupole et de la dalle de la chambre de manœuvre	70
CH	Remblayage et compactage	3
CI	Maçonnerie et finition générale	30
CJ	Evaluation des débris et nettoyage	2

VIII.6.2. Planification par la méthode du réseau à chemin critique (CPM) :

VIII.6.2.1. Adduction :

Ce tableau représente comment chaque phase de la mise en place de l'adduction est connectée aux phases antérieures et postérieures.

Tableau VII.21 : Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l'adduction.

Opération	Précède	Succède	Opération	Précède	Succède
A	-	B,O	AD	O	AE,AR
B	A	C,P	AE	P,AD	AF,AS
C	B	D,Q	AF	Q,AE	AG,AT
D	C	E,R	AG	R,AF	AH,AU
E	D	F,S	AH	S,AG	AI,AV
F	E	G,T	AI	T,AH	AJ,AW
G	F	H,U	AJ	U,AI	AK,AX
H	G	I,V	AK	V,AJ	AL,AY
I	H	J,W	AL	W,AK	AM,AZ
J	I	K,X	AM	X,AL	AN,BA
K	J	L,Y	AN	Y,AM	AO,BB
L	K	M,Z	AO	Z,AN	AP,BC
M	L	N,AB	AP	AB,AO	AQ,BD
N	M	AC	AQ	AC,AP	BE
O	A	P,AD	AR	AD	AS
P	B,O	Q,AE	AS	AE,AR	AT
Q	P,C	R,AF	AT	AF,AS	AU
R	Q,D	S,AG	AU	AG,AT	AV

S	R,E	T,AH	AV	AH,AU	AW
T	S,F	U,AI	AW	AI,AV	AX
U	T,G	V,AJ	AX	AJ,AW	AY
V	U,H	W,AK	AY	AK,AX	AZ
W	V,I	X,AL	AZ	AL,AY	BA
X	W,J	Y,AM	BA	AM,AZ	BB
Y	X,K	Z,AN	BB	AN,BA	BC
Z	Y,L	AB,AO	BC	AO,BB	BD
AB	Z,M	AC,AP	BD	AP,BC	BE
AC	AB,N	AQ	BE	AQ,BC	-

VIII.6.2.2. Station de pompage :

Tableau VII.22 : Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de station de pompage.

Opération	**Précède**	**Succède**	**Opération**	**Précède**	**Succède**
BF	-	BG	BP	BO	BQ
BG	BF	BH	BQ	BP	BR
BH	BG	BI	BR	BQ,BY	BS
BI	BH	BJ	BS	BR	-
BJ	BI	BK	BT	-	BU
BK	BJ	BL	BU	BT	BV
BL	BK	BM	BV	BU	BW
BM	BL	BN	BW	BV	BX
BN	BM	BO	BX	BW	BY
BO	BN	BP	BY	BX	BR

VIII.6.2.3. Réservoirs :

Le tableau ci-après indique les tâches liées à la réalisation d'un réservoir ainsi que leurs durées respectives :

Tableau VII.23 : Temps de réalisation des opérations du réservoir.

Opération	**Précède**	**Succède**	**Opération**	**Précède**	**Succède**
CA	-	CB	CF	CE	CG,CH
CB	CA	CC	CG	CF	CI
CC	CB	CD	CH	CF	CI
CD	CC	CE	CI	CG,CH	CJ
CE	CD	CF	CJ	CI	-

Les illustrations VII.3, VII.4 et VII.5 montrent les réseaux à nœuds, avec indication des dates de début et de fin anticipées, ainsi que des dates de début et de fin retardées, sans oublier les marges totales et les durées d'exécution correspondantes.

Les voies critiques du réseau sont indiquées par les flèches rouges sur les illustrations VII.1, VII.2 et VII.3.

Conclusion : la durée totale du projet s'élève à 1648 jours, ce qui correspond presque à cinq ans.

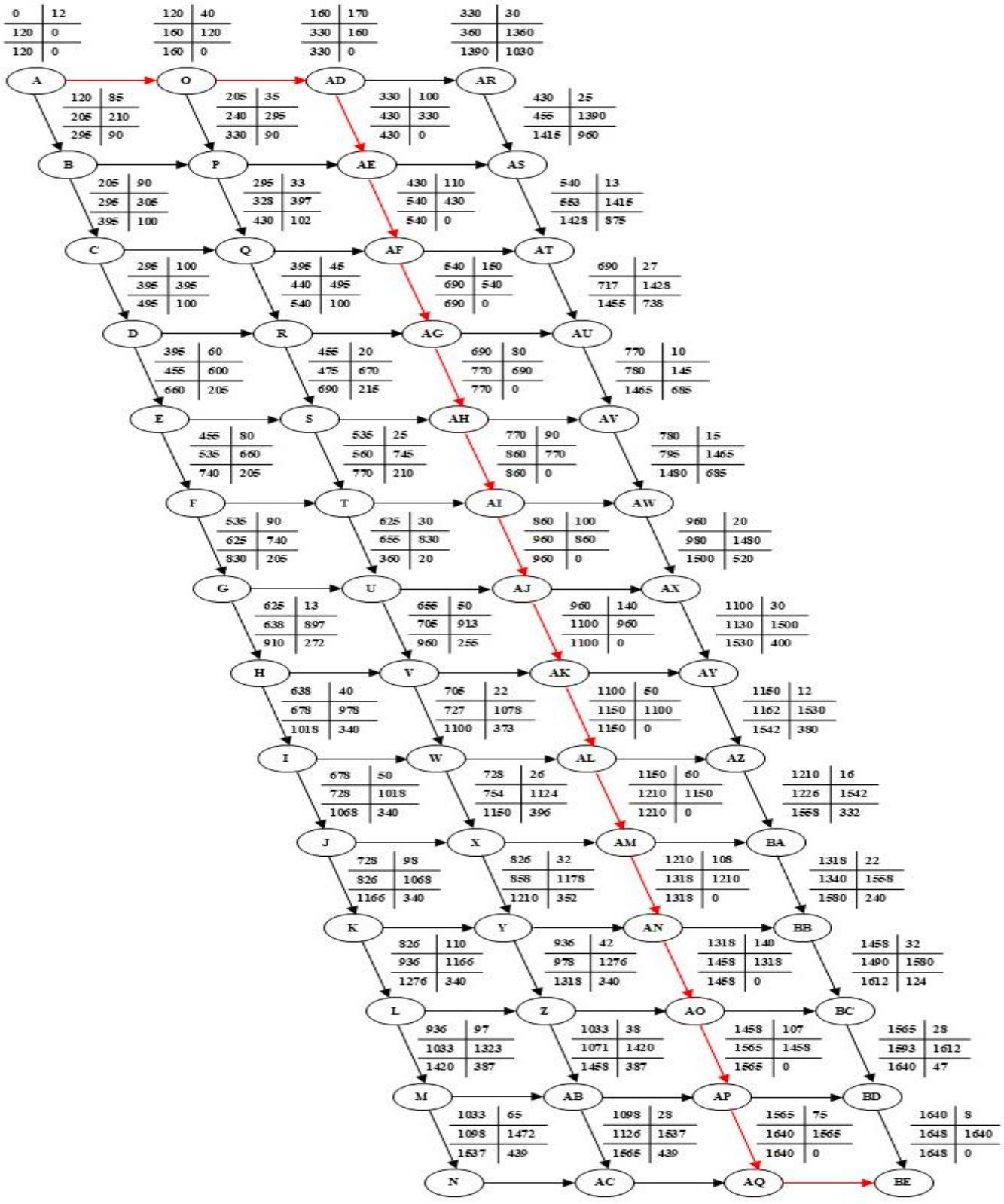


Figure VIII.1 : Réseau à nœud d'adduction.

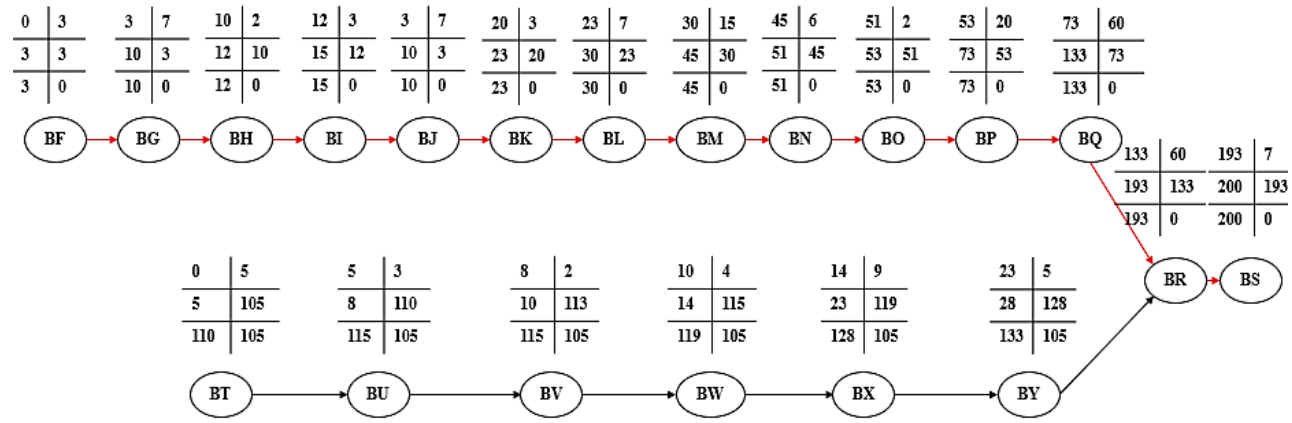


Figure VIII.2 : Réseau à nœud de station de pompage.

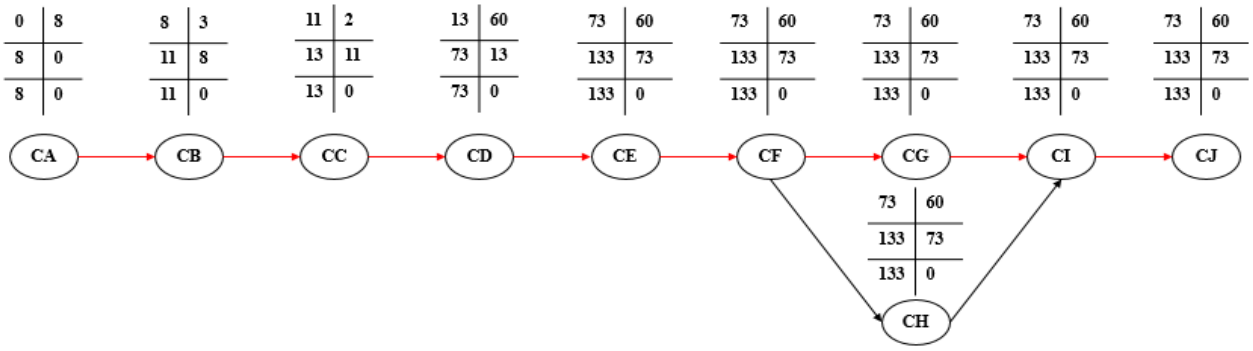


Figure VIII.3 : Réseau à nœud de réservoirs.

VIII.7. Les engins :

Le matériel employé pour les travaux est le matériau courant utilisé sur les chantiers de travaux publics. L'emploi de machines lourdes a grandement diminué le coût et la durée des travaux de terrassement, ce qui a sensiblement réduit leur impact sur les projets de construction. Les équipements que nous prévoyons d'utiliser sont :

- ✓ Une pelle hydraulique, ou un chargeur rétro ;
- ✓ Un bulldozer ;
- ✓ Un chargeur ;
- ✓ Un vibrateur de sol pour le compactage des fouilles et tranchées.

Conclusion :

Ce chapitre nous amène à conclure que l'organisation de chantier revêt une importance fondamentale pour un ingénieur, étant donné que son implication permet d'économiser beaucoup d'argent pour l'entreprise de réalisation.

Dans le cadre de notre projet, nous avons réalisé une estimation quantitative et chiffrée des diverses tâches. Nous avons également élaboré un planning des activités et identifié les machines appropriées pour chaque opération. Finalement, nous prévoyons que notre projet prendra cinq ans à réaliser et qu'il coûtera : deux cent dix-huit millions quatre-vingt-treize mille trois cent vingt-neuf dinars algériens et soixante centimes (218 093 329,6 DA).

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

L'étude du système d'approvisionnement en eau de la commune de Bougous, à partir du barrage Bougous s'est inscrite comme l'objectif principal de ce modeste travail. Plusieurs facteurs clés ont été évalués pour garantir l'implémentation efficace et pérenne du système projeté.

- ✓ Tout d'abord, une analyse détaillée de la zone d'étude a été réalisée, offrant ainsi une compréhension complète du contexte géographique, hydraulique et environnemental lié au projet.
- ✓ Par la suite, l'évaluation des besoins futurs en eau des diverses localités nous a permis de déterminer la taille des réservoirs et des canalisations pour l'horizon 2055, dont la population de toute la zone d'étude atteindra 26242 habitants.
- ✓ En outre, l'utilisation de tuyaux en PEHD est prévue pour l'ensemble des tronçons avec des diamètres varie entre 400 mm et 75 mm.
- ✓ Pour favoriser une distribution gravitaire des eaux traitées, nous avons déterminé la nécessité d'un réservoir tampon d'une capacité de 500 m^3 et un réservoir d'eau à traité d'une capacité 1000 m^3 et des réservoirs terminaux. Ce réservoir joue un rôle crucial pour réguler les flux et assurer une gestion efficace de l'eau traitée.
- ✓ En somme, la prise d'eau flottante constitue la première étape stratégique du système d'adduction, permettant un captage optimal de la ressource au niveau du barrage de Bougous.
- ✓ Par ailleurs, quatre stations de pompage ont été conçues, avec une sélection soignée des types de pompes appropriés. Pour maintenir une exploitation adéquate, des réservoirs d'air de 6000L, 1500L, 500L et 300L ont été prévus à l'issue des stations de pompage, garantissant ainsi la sauvegarde du système contre les surpressions et les dépressions.
- ✓ Au final, on a calculé les volumes de travaux et leurs coûts financiers pour estimer le coût de réalisation du projet, ce dernier est de 218 093 329,6 DA. Pour une durée de mise en œuvre de 1648 jours

En fin, nous espérons que le présent travail, va servir de guide pour l'élaboration d'autres schéma directeur de systèmes d'approvisionnement en eau potable

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Références Bibliographiques :

[1] DERRADJI.F, BOUSNOUBRA.H, KHERICI.N, *et al*. « Impact de la pollution organique sur la qualité des eaux superficielles dans le Nord-Est algérien ». Revue sécheresse, 2007, vol. 18, no 1, p. 23-27.

[2] DERRADJI.T. « Analyse morphométrique et occupation du sol et leurs influences sur les eaux du bassin versant d'oued Mafragh (Nord est algérien) ». Mémoire de master académique – Hydrogéologie. Ouargla : Université Kasdi Merbah, Faculté des Hydrocarbures, des Énergies Renouvelables et des Sciences de la Terre et de l'Univers, Département des Sciences de la Terre et de l'Univers, 2019. (Consulté le : 17 avril 2025).

[3] KAHLERRAS.D « Polycopié organisation de chantier ENSH »

[4] MOKRANE.W « Polycopié système de pompage 1ère partie : les pompes hydraulique » ENSH. 2020/2021

[5] MOKRANE.W et Khodjet.K.O (2022) « polycopie de système de pompage : Les pompes hydrauliques ».

[6] SALAH.B « polycopie d'alimentation en eau potable », ENSH 1994.

[7] SALAH.B « Polycopie d'Alimentation en Eau Potable » ENSH. Septembre 2014

[8] SKOUNTI.S « Réussir l'organisation Des Chantiers et Coordination de Travaux de Chantier BTP - Organisation et Planification ». Cours-Gratuit.Com. Consulté le 5 août 2025.

[9] PNE « Plan National de l'Eau », 2010

Catalogue :

Caprari « pompes multicellulaires à haute pression ».

Gamme de CHARLATTE « Réservoirs anti bélier eau claire ».

Groupe de CHIALI « Tube PEHD PE 100 eau potable ».

Mémoire fin d'étude :

[1] KARA.R « Etude du système d'adduction en eau potable des villes d'Ain Kercha Et Ain Mlila à partir du barrage Ourkiss (W. Oum El Bouaghi) » ENSH, Novembre 2020.

[2] KEDADRA.N « Etude du système d'approvisionnement en eau potable de la zone de Marechou 'Commune Mila' (W.Mila). » ENSH, Octobre 2023.

[3] LATROUS.A « Etude du transfert des eaux pour l'alimentation en eau potable des communes de Haddada, Khedara et Ouled Moumen à partir du champ de captage de Bir Louhichi. (W. Souk-Ahras) » ENSH, Septembre 2023.

[4] MEBARKI.M « Etude du système d'adduction de la commune de Kherrata Est à partir du barrage d'Ighil Emda (w.de Bejaia) » ENSH, Septembre 2024.

[5] TALATA.M « Etude de système d'adduction d'eau potable de Bir Ensa, Tiner, Ouled Sabor et de Mega zone, à partir du reservoir 40000m3. (W.Setif). » ENSH, 2023.

Site web :

[1] « Syndicat de la Faye - Réseau > Réservoirs ». Consulté le 20 mai 2025. http://siaep.faye.free.fr/reseau/reservoirs/reservoirs.html.

[2] Scribd. « 5 - Adduction de L'eau Potable | PDF | Pression | Soupape ». Consulté le 7 juillet 2025. https://fr.scribd.com/document/510573556/5-Adduction-de-l-Eau-Potable.

[3] Scribd. « Chapitre 2 - Les Prises D'eau | PDF | Lac de barrage | Eau ». Consulté le 14 juillet 2025. https://fr.scribd.com/document/369571203/Chapitre-2-Les-Prises-d-Eau.

ANNEXES

Annexe 1

Tableau II.1 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.

heures	nombre d'habitants				
	Moins de 10000	**De 10001 à 50000**	**De 50001 à 100000**	**Plus de 100000**	**Agglomération de type rural**
0-1	1	1,5	3	3,35	0,75
1-2	1	1,5	3,2	3,25	0,75
2-3	1	1,5	2,5	3,3	1
3-4	1	1,5	2,6	3,2	1
4-5	2	2,5	3,5	3,25	3
5-6	3	3,5	4,1	3,4	5,5
6-7	5	4,5	4,5	3,85	5,5
7-8	6,5	5,5	4,9	4,45	5,5
8-9	6,5	6,25	4,9	5,2	3,5
9-10	5,5	6,25	5,6	5,05	3,5
10-11	4,5	6,25	4,8	4,85	6
11-12	5,5	6,25	4,7	4,6	8,5
12-13	7	5	4,4	4,6	8,5
13-14	7	5	4,1	4,55	6
14-15	5,5	5,5	4,2	4,75	5
15-16	4,5	6	4,4	4,7	5
16-17	5	6	4,3	4,65	3,5
17-18	6,5	5,5	4,1	4,35	3,5
18-19	6,5	5	4,5	4,4	6
19-20	5	4,5	4,5	4,3	6
20-21	4,5	4	4,5	4,3	6
21-22	3	3	4,8	4,2	3
22-23	2	2	4,6	3,75	2
23-24	1	1,5	3,3	3,7	1
Total	100	100	100	100	100

Alimentation en eau potable des agglomérations, B. SALAH, ENSH.

Annexe 2

Tableau IV.1 : Diamètres de conduites PEHD.

SDR	33		26		21		17		13,6		11		9		7,4		
S	16		12,5		10		8		6,3		5		4		3,2		
Type	Pression Nominale, PN (bar)																
PE 40	-		-		-		4		-		6		-		10		
PE 80	4		5		6		8		10		12,5		16		20		
PE 100	5		6		8		10		12,5		16		20		25		
SN (kN/m²)	*2*		*4*		*8*		*16*		*32*		*64*		*80*		*128*		
DN (Dext)	Épaisseurs Nominale (e) et Diamètre Intérieur (Di)																Pas nominal
	e	Di	e	Di	e	Di	e	Di	e	Di	e	Di	e	Di	e	Di	
20											2.0	16.0	2.3	15.4	3.0	14.0	*15*
25									2.0	21.0	2.3	20.4	3.0	19.0	3.5	18.0	*20*
32							2.0	28.0	2.4	27.2	3.0	26.0	3.6	24.8	4.4	23.2	*25*
40					2.0	36.0	2.4	35.2	3.0	34.0	3.7	32.6	4.5	31.0	5.5	29.0	*32*
50			2.0	46.0	2.4	45.2	3.0	44.0	3.7	42.6	4.6	40.8	5.6	38.4	6.9	36.2	*40*
63			2.5	58.0	3.0	57.0	3.8	55.4	4.7	53.6	5.8	51.4	7.1	48.8	8.6	45.8	*50*
75			2.9	69.2	3.6	67.8	4.5	66.0	5.6	63.8	6.8	61.4	8.4	58.2	10.3	54.4	*65*
90			3.5	83.0	4.3	81.4	5.4	79.2	6.7	76.6	8.2	73.6	10.1	69.8	12.3	65.4	*80*
110			4.2	101.8	5.3	99.4	6.6	96.8	8.1	93.8	10.0	90.0	12.3	85.4	15.1	79.8	*100*
125			4.8	115.4	6.0	113.0	7.4	110.2	9.2	106.6	11.4	102.2	14.0	97.0	17.1	90.8	*100*
140			5.4	129.2	6.7	126.6	8.3	123.4	10.3	119.4	12.7	114.6	15.7	108.6	19.2	101.6	*125*
160			6.2	147.6	7.7	144.6	9.5	141.0	11.8	136.4	14.6	130.8	17.9	124.2	21.9	116.2	*150*
180			6.9	166.2	8.6	162.8	10.7	158.6	13.3	153.4	16.4	147.2	20.1	139.8	24.6	130.8	*150*
200			7.7	184.6	9.6	180.8	11.9	176.2	14.7	170.6	18.2	163.6	22.4	155.2	27.4	145.2	*200*
225			8.6	207.8	10.8	203.4	13.4	198.2	16.6	191.8	20.5	184.0	25.2	174.6	30.8	163.4	*200*
250			9.6	230.8	11.9	226.2	14.8	220.4	18.4	213.2	22.7	204.6	27.9	194.2	34.2	181.6	*250*
280			10.7	258.6	13.4	253.2	16.6	246.8	20.6	238.8	25.4	229.2	31.3	217.4	38.3	203.4	*250*
315	9.7	295.6	12.1	290.8	15.0	285.0	18.7	277.6	23.2	268.6	28.6	257.8	35.2	244.6	43.1	228.8	*300*
355	10.9	333.2	13.6	327.8	16.9	321.2	21.1	312.8	26.1	302.8	32.2	290.6	39.7	275.6	48.5	258.0	*350*
400	12.3	375.4	15.3	369.4	19.1	361.8	23.7	352.6	29.4	341.2	36.3	327.4	44.7	310.6	54.7	290.6	*400*
450	13.8	422.4	17.2	415.6	21.5	407.0	26.7	396.6	33.1	383.8	40.9	368.2	50.3	349.4	61.5	327.0	*450*
500	15.3	469.4	19.1	461.8	23.9	452.2	29.7	440.6	36.8	426.4	45.4	409.2	55.8	388.4			*500*
560	17.2	525.6	21.4	517.2	26.7	506.6	33.2	493.6	41.2	477.6	50.8	458.4	62.5	435.0			*550*
630	19.3	591.4	24.1	581.8	30.0	570.0	37.4	555.2	46.3	537.4	57.2	515.6	70.3	489.4			*600*
710	21.8	666.4	27.2	655.6	33.9	642.2	42.1	625.8	52.2	605.6	64.5	581.0	79.3	641.4			*700*
800	24.5	751.0	30.6	738.8	38.1	723.8	47.4	705.2	58.8	682.4	72.6	654.8	89.3	621.4			*800*
900	27.6	844.8	34.4	831.2	42.9	814.2	53.3	793.4	66.1	767.8	81.7	736.6					*900*
1000	30.6	938.8	38.2	923.6	47.7	904.6	59.3	881.4	73.5	853.0	90.8	1018.4					*1000*
1200	36.7	1126.6	45.9	1108.2	57.2	1085.6	71.1	1057.8	88.2	1023.6							*1200*
1400	42.9	1314.2	53.5	1293.0	66.7	1266.6	83.0	1234.0	102.8	1194.4							*1400*
1600	49.0	1502.0	61.2	1477.6	76.2	1447.6	94.8	1410.4	117.5	1365.0							*1600*
1800	55.1	1689.8	68.8	1662.4	85.8	1628.4	106.6	1586.8									*1800*
2000	61.2	1877.6	76.4	1847.2	95.3	1809.4	118.5	1763.0									*2000*
2250	70.0	2110.0	86.0	2078.0	107.2	2035.6											*2250*
2500	77.7	2344.6	95.6	2308.8	119.1	2261.8											*2500*

Annexe °3

Tableau VII.1 : Modules d'élasticités et coefficient de poisson des matériaux (MEUNIER).

Matériaux	**Module d'élasticité (YOUNG) en Pascal**	**Coefficient de poisson Y**
PVC	3.10^9	0,3
ACIER	2.10^{11}	0,46 à 0,5
FONTE	1.10^{11}	0,3
AMIANTE CIMENT	$2{,}28.10^{10}$	0,3
PEHD	$1{,}2.10^9$	0,45 à 0,5
PELD	2.10^8	0,45 à 0,5
BETON	1 à 5.10^{10}	0,15
ROCHE NON CONSOLIDE	3 à 4.10^9	0,33

Annexe °4

Tableau VII.2 : Coefficient de poisson pour différent types de sols matériaux (NONCLERCQ)

Matériau de remblais	**Coefficient de poisson Y**
Terre végétale partièllement compacte (humide)	0,33
Terre végétale saturée	0,37
Matériau de remblayage granuleux, incoherent	0,33
Matériau de remblayage, caillouteux sableux	0,33
Matériau de remblayage, glaiseux humide	0,33
Argile jaune, humide, particulièrement compacte	0,33
Argile jaune ou glaise sature	0,37
Sable argileux sature	0,35
Sable sec	0,33
Sable	0,33
Remblais argilo limoneux	0,33

Annexe °5

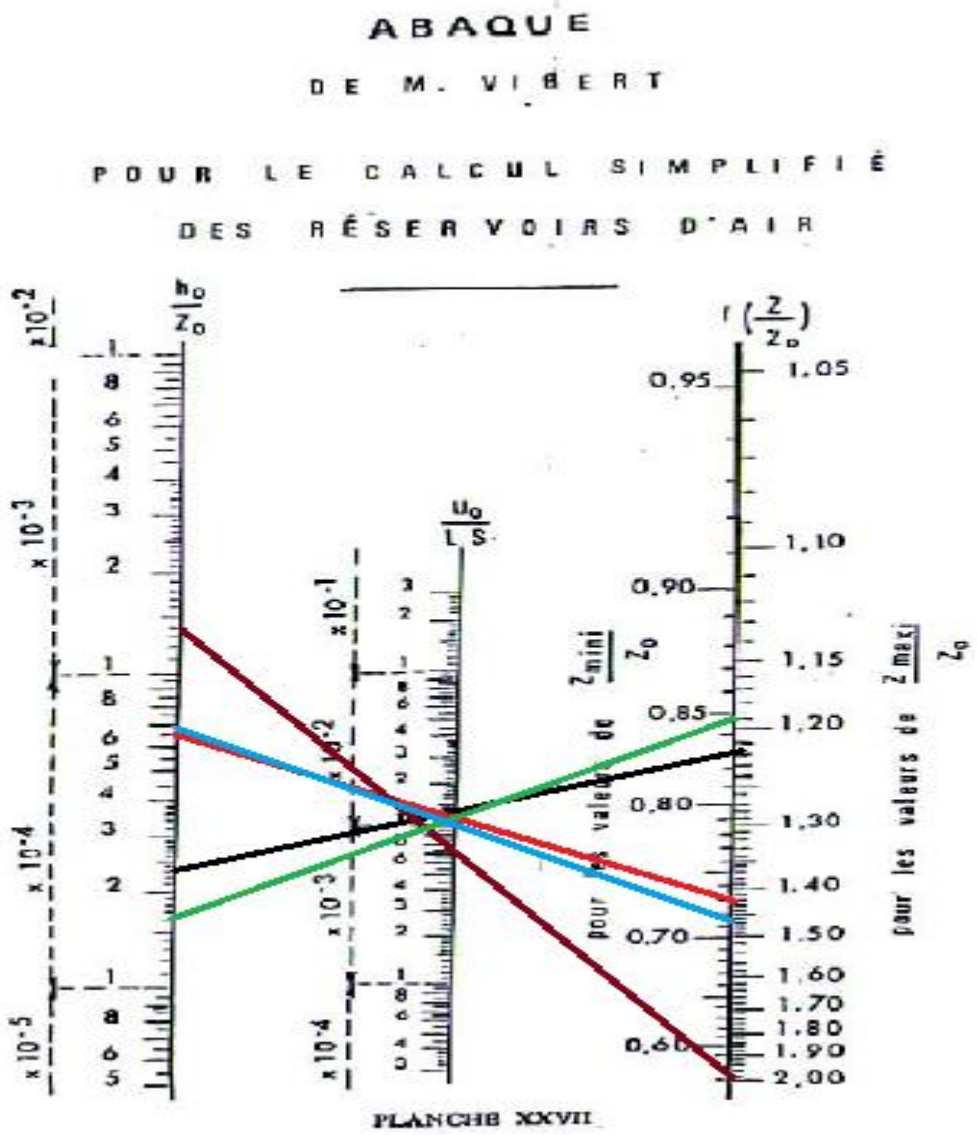


Figure VII.1 : Abaque de Vibert.