

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

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
ARBAOUI ABDELLAH

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception Des Systèmes d'Assainissement

THEME :

**ASSAINISSEMENT DE LA PARTIE NORD DU
GROUPEMENT URBAIN D'ORAN**

Présenté par :

LOUAHAB MOHAMED ADLEN

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et prénom	Grade	Qualité
M ^{me} B.TOUAIBIA	Professeur	Présidente
M ^{me} F.AMMOUR	M A.A	Examinatrice
M ^r A.BOUFEKANE	M A.A	Examineur
M ^r M.DJELLAB	M C.B	Examineur
M ^r A.AMMARI	M A.A	Examineur
M ^{me} F.DERNOUNI	M A.A	Promotrice

Juillet 2012

Remerciement

Je remercie Dieu de m'avoir protégé et guider durant mon parcours, et de m'avoir donner le courage et la persévérance afin de mener à terme ce modeste travail.

Je remercié Dieu aussi de m'avoir donner les merveilleux et les meilleurs parents qui soient sur terre, ils ont toujours su me soutenir de façon à donner le meilleur de moi-même.

Je ne pourrai oublier mon adorable frère Nabil et ma chère petite sœur Meriem pour avoir été au petit soin durant mon parcours.

En terme de cette étude, je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes vifs remerciements à ma promotrice Mme Dernouni, pour tout le soutien, l'aide et conseils objectifs qu'elle m'a dispensé.

Je remercie également le personnel de la DHW d'Oran pour leur générosité et leur esprit d'ouverture qu'ils ont manifestés durant nos contacts et en particulier Mr Smaine pour tous les efforts et le temps qui l'a consacré à mon égard.

Un spécial remerciement pour Mr Ait Amara, Directeur Central d'Assainissement pour son aide et sa patience avec moi.

Je remercie tous mes enseignants de l'ENSH, et toute personne ayant contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce travail.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail et ma profonde gratitude à ma mère et mon père pour l'éducation qu'ils m'ont prodigué; avec tous les moyens et au prix de toutes les sacrifices qu'ils ont consentis à mon égard, pour le sens du devoir qu'ils m'ont enseigné depuis mon enfance.

Et à ma défunte grand-mère, que dieu l'accueillera dans son vaste paradis.

A mon chère frère Nabil et ma chère sœur Meriem, à qui les mots ne peuvent exprimer ma reconnaissance et mon amour envers vous.

A la famille Louahab et la famille Soumeur.

A la famille Ait Amara, tonton Ahcen, tata Zahia, Amel, Lynda, Mohamed et le petit Yacine.

A la famille Benlalam et Boukirat, en exception Khalti Djouhar et Zahia.

A mes amis d'enfance, Oussama Dernouni, Oussama benlalam, Mustapha, Nassima, Yahia et Lynda.

A tous mes amis sans exception et en particulier, Kheira, Amoura, Lounis, Samia, Moh, Sabah, Karima la petite, Karima la grande, Amine, et le fameux Tak, que notre relation durera le long de notre vie.

A toute personne que j'aime et que je respecte.

ملخص

تعتبر وهران مدينة ساحلية تقع شمال غرب البلاد , يستخدم خليجها كمتنفس لمياه الصرف الصحي وهذا ما يساهم في تلويث محيطها البحري. صرف المياه القذرة يتم على مستوى نقطتين هامتين هما Fort Lamoune و Cova De Lawa. هدف هذه الدراسة يتمثل في القضاء على نقاط التصريف عن طريق توجيه المياه الصرف الصحي الى محطة الضخ المتواجدة على مستوى منطقة "البحيرة الصغيرة", من خلال المنشآت المتواجدة ضمن نظام الصرف للمدينة, بعد ذلك يتم توجيه المياه الى محطة المعالجة الواقعة بمنطقة الكرمة.

Résumé

La ville d'Oran, est une ville côtière située au nord-ouest du pays. Sa baie est utilisée comme un exutoire pour les eaux usées ce qui détériore l'aspect environnemental de la zone. Les rejets des eaux usées, sont observés dans deux points essentiels, Fort Lamoune et Cova De Lawa. La présente étude consiste à éliminer ces points de rejets en acheminant les eaux usées vers la station de pompage existante "Petit Lac" située au sud de la ville. Les eaux sont acheminées à travers des ouvrages existants et de capacités importantes. Par la suite les eaux usées sont transférées vers la station d'épuration d'El Karma.

Abstract

The city of Oran, a coastal town located Northwest of the country. Its bay is used as an outlet for cleansing degrading the environmental aspect of the area. Wastewater discharges, are observed in two essential points ; and Fort Lamoune Cova of Lawa. Our dissertation aim is to eliminate these discharge points by routing wastewater to the existing pumping station"" Little Lake south of the city. The water is channeled through important structures and capacities important. Moreover the wastewater is transferred to the treatment plant of El Karma.

Table des matières

Introduction général.....	1
---------------------------	---

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction :	3
I.1 Localisation géographique de la wilaya d'Oran :	3
I.2 Situation générale du projet :	4
I.3 Situation climatique :	5
I.3.1 Pluviométrie :	5
I.3.2 Température :	6
I.3.3 Evaporation :	6
I.3.4 Le Vent :	6
I.4 Situation démographique :	7
I.5 Données naturelles du site :	8
I.5.1 Situation Topographique :	8
I.5.2 Sismicité :	9
I.5.3 Aperçu Géologique de la zone d'étude :	10
I.5.4 Cadre hydrogéologique de la ville d'Oran :	11
I.6 Situation hydraulique :	11
I.6.1 Alimentation en eau potable :	11
I.6.2 Assainissement :	12
Conclusion :	13

Chapitre II : Descriptif du sytème d'assainissement du

Grouprment Urbain d'Oran

Introduction :	15
II.1 Assainissement de la partie sud du groupement urbain d'Oran :	15
II.1.1 Travaux réalisés dans le cadre de l'Assainissement du Groupement Urbain d'Oran (AGUO) (la partie sud) :	15

II.2 Contexte actuel de l'assainissement de la zone d'étude:	16
II.3 Objectif de notre étude :	20
II.4 Description des ouvrages existant et de leur environnement :	20
II.4.1 Topographie des ouvrages existants :	20
II.4.2 Caractéristiques de la galerie Petit Lac :	20
II.4.3 Caractéristiques du collecteur Géant :	21
II.4.4 Caractéristiques du collecteur Ravin Blanc :	22
II.4.5 Caractéristiques du collecteur Ras El Ain:	23
Conclusion :	24

Chapitre III : Calcul de base et evaluation des débits

Introduction :	26
III.1 Découpage de l'aire d'étude en sous bassins :	26
III.1.1 Définition :	26
III.1.2 Choix de la limite des sous bassins :	27
III.2 Système d'évacuation du réseau d'assainissement :	27
III.3 Evaluation du coefficient de ruissellement :	27
III.3.1 En fonction de la nature des surfaces à drainer :	28
III.3.2: En fonction de la densité de population :	28
III.4 Estimation du coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin:	30
III.5 : Evaluation des débits :	32
III.5.1 : Débits usés :	32
III.5.2 Débits pluviaux :	35
Conclusion :	41

Chapitre IV : Calcul hydraulique

Introduction :	43
IV.1 Description des variantes proposées :	43
IV.1.2 Introduction :	43
IV.1.2 variantes d'aménagements :	43

VI.1.3 Critique des variantes proposées :	50
IV.1.4 Description de la variante retenue :	50
IV.2 Calcul hydraulique :	51
IV.2.1 Conduite de refoulement :	51
IV.2.2 Dimensionnement des stations de pompage :	62
IV.2.3 Dimensionnement de la conduite (partie gravitaire) :	78
IV.2.4 Ouvrages spéciaux :	81
Conclusion :	83

Chapitre V : Organisation de chantier

Introduction :	84
V.1 Choix des engins de terrassement :	84
V.1.1 Bulldozer :	84
V.1.2 Pelle équipée en rétro :	85
V.1.3 Les chargeurs :	85
V.1.4 La niveleuse :	86
V.2 Détermination des volumes des travaux:	87
V.2.1 Détermination des volumes des travaux des stations de pompage :	87
V.2.2 Détermination des volumes des travaux des conduites de transfert des eaux :	95
V.2.3- Détermination des volumes des travaux des déversoirs d'orages :	99
V.3 Planification des travaux :	101
Conclusion :	111

Chapitre VI : Marchés publics

Introduction :	113
VI.1 Définitions :	113
VI.2 Les champs d'application de la RMP :	113
VI.2.1 Entités responsables de la passation des marchés :	114
VI.3 Les seuils de passation des marchés publics :	114

VI.3.1 Travaux et fournitures.....	115
VI.3.2 Prestation de service et étude	115
VI.3.3 Exigence pour la consultation :.....	115
VI.3.4 Consultation (exclusions).....	115
VI.3.5 L’approbation des marches.....	115
VI.4 Définition des besoins.....	116
VI.4.1 Détermination des besoins (l’allotissement)	116
VI.5 Les marchés :.....	116
VI.5.1 Nature des prestations (objet des marchés) :.....	117
VI.5.2 Différents types de marchés :	117
VI.5.3 Différents catégories de marchés :.....	117
VI.5.4 Modes et procédures de passation :.....	118
VI.5.5 Contrôle des marches.....	119
VI.6 Simulation d’une passation :.....	120
Conclusion :.....	121
Conclusion générale :.....	123
Références bibliographique :.....	124
Annexes	

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude.

Tableau I.1 : précipitations mensuelles et répartition de la pluie en pourcentage.....6

Tableau I.2 : Répartition de la température.....6

Tableau I.3 : Estimation du nombre d'habitants et la densité par secteur.....8

Chapitre III : Calcul de base et évaluation des débits.

Tableau III.1 : Estimation du coefficient de ruissellement suivant la nature des surfaces....28

Tableau III.2 : Coefficient de ruissellement pour différentes densité de population29

Tableau III.3 : Estimation du coefficient de ruissellement en fonction de la densité.....31

Tableau III.4 : Identification de la station d'Oran.....39

Tableau III.5 : Intensités pour différents périodes de retour.....39

Chapitre IV : Calcul hydraulique.

Tableau IV.1 : Dimension des tuyaux en PRV.....55

Tableau IV.2 : Valeurs des diamètres par la formule de BONNIN.....56

Tableau IV.3 : Frais d'amortissement (refoulement port-ovoïde géant).....56

Tableau IV.4 : Variation journalière des tarifs de l'énergie.....58

Tableau IV.5 : Consommation en KWh et Frais d'exploitation (Port-Ovoïde Géant).....59

Tableau IV.6 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation (Port-Ovoïde Géant).....59

Tableau IV.7 : Frais d'amortissement (refoulement Cova De Lawa-Petit Lac).....60

Tableau IV.8 : Consommation en KWh et Frais d'exploitation (Cova De Lawa-Petit Lac)...61

Tableau IV.9 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation (Cova De Lawa-Petit Lac).....61

Tableau IV.10 : données du dimensionnement des stations de pompages.....67

Tableau IV.11 : volumes et dimensions des bâches d'aspiration.....68

Tableau IV.12 : Caractéristiques techniques des pompes choisies.....70

Tableau IV.13 : Caractéristiques de construction des pompes choisies.....70

Tableau IV.14 : Caractéristiques des moteurs.....70

Tableau IV.15 : Dimensionnement de la conduite gravitaire.....80

Tableau IV.16 : Paramètres hydrauliques de la conduite gravitaire.....80

Tableau IV.17 : Dimensionnement des déversoirs d'orage projetés au niveau de la Pêcherie.....	83
Tableau IV.18 : Dimensionnement des déversoirs d'orage projetés au niveau des Falaises...	83
Tableau IV.19 : Paramètres hydraulique des conduites de décharges.....	83
Chapitre V : Organisation de chantier.	
Tableau V.1 : Volumes et coût des travaux de la station de pompage.....	95
Tableau V.2: Cout des équipements de la station.....	96
Tableau V.3: Surface des profils en travers.....	97
Tableau V.4 : Surfaces des profils en travers (conduite de refoulement).....	98
Tableau V.5 : volumes des déblais (conduite gravitaire).....	99
Tableau V.6 : volumes des déblais (conduite de refoulement).....	99
Tableau V.7 : volumes du sable.....	99
Tableau V.8 : volumes de remblai compactés.....	100
Tableau V.9 : volumes du béton des déversoirs.....	100
Tableau V.10 : Cout de réalisation des déversoirs.....	101
Tableau V.11 : Cout des travaux des conduites de transfert des eaux.....	101
Tableau V.12 : Cout total des travaux du projet.....	102
Tableau V.13: Détermination du délai de la réalisation (station Cova De Lawa).....	103
Tableau V.14: Détermination du délai de la réalisation (station Port).....	104
Tableau V.15: Détermination du délai de la réalisation (conduite de refoulement Cova De Lawa-Petit Lac).....	104
Tableau V.16: Détermination du délai de la réalisation (conduite de refoulement Port-ovoïde Géant).....	105
Tableau V.17 : Détermination du délai de la réalisation (conduite gravitaire pêche-rie-station de Port).....	106
Tableau V.18: Détermination du délai de la réalisation des déversoirs d'orage.....	106
Chapitre VI : Marchés publics.	
Tableau VI.1 : entités responsables de la passation des marchés.....	112
Tableau VI.2 : Caractéristiques des entités responsable de la passation des marchés	112
Tableau VI.3 : Autorités habilitées à signer les marchés.....	116

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude.

Figure I.1 : Situation général de la wilaya d'Oran.....	4
Figure I.2 : Situation géographique de la zone d'étude.....	5
Figure I.3 : carte de zonage sismique de l'Algérie.....	9
Figure I.4 : Extrait de la carte géologique Oran Nord 1/500 000.....	10

Chapitre II : Descriptif du système d'assainissement du Groupement Urbain d'Oran.

Figure II.1 : point de rejet Cova De Lawa.....	17
Figure II.2 : point de rejet Fort Lamoune.....	17
Figure II.3 : Localisation indicative des collecteurs et des ouvrages de rejet des effluents urbain en mer.....	19
Figure II.4 : vues dans le collecteur Géant.....	22
Figure II.5.a : vue dans le collecteur Ravin Blanc.....	23
Figure II.6 : vues dans le collecteur Ras El Ain.....	24

Chapitre III : Calcul de base et évaluation des débits.

Figure III.1 : schéma d'un bassin versant.....	26
Figure III.2 : découpage hydrologique de la ville d'Oran.....	30
Figure III.3 : Courbes Intensité Durée Fréquence.....	40

Chapitre IV : Calcul hydraulique

Figure IV.1 : Schéma de la variante 1 (émissaire en mer).....	45
Figure IV.2 : Schéma de la variante 2.....	46
Figure IV.3 : Schéma de la variante 3.....	47
Figure IV.4 : Schéma de la variante 4.....	48
Figure IV.5 : Schéma de la variante 5.....	49
Figure IV.6 : Structure de la conduite en PRV.....	53
Figure IV.9 : Bilan des frais d'investissement et de l'exploitation (Port – ovoïde Géant)....	62

Figure VI.10 : Schéma de fonctionnement d'une pompe pour eaux usées.....	64
Figure IV.11 : Plan d'encombrement de la pompe choisie (station Cova De Lawa.....	71
Figure IV.12 : Plan d'encombrement de la pompe choisie (station du port).....	72
Figure IV.13 : courbes caractéristique H-Q.....	73
Figure IV.14 : courbes caractéristiques (NPSH-Q),(P-Q),(-Q).....	73
Figure IV.15 : courbes caractéristiques H-Q.....	74
Figure IV.16 : courbes caractéristiques (NPSH-Q), (P-Q), (-Q).....	74
Chapitre V : Organisation de chantier.	
Figure V.1 : Le Bulldozer.....	85
Figure V. 2 : Pelle équipée en rétro.....	86
FigureV.3 : Le Chargeur.....	87
FigureV.4 : La Niveleuse.....	88
Figure V.5 : réseau à nœuds de la 1 ^{ère} Tranche.....	107
Figure V.6 : réseau à nœuds de la 2 ^{ème} tranche.....	108
Figure V.7 : Charte de Gantt de la 1 ^{ère} tranche.....	109
Figure V.8 : Charte de Gantt de la 2 ^{ème} tranche.....	110

Introduction générale :

Avec la nouvelle politique environnementale Protégeant les milieux naturels et stipulant l'interdiction de toute activité provoquant le déséquilibre de l'écosystème, l'Algérie a commencé à concrétiser cette tendance en lançant des projets dans ce but, notamment dans le domaine de l'assainissement.

Les rejets en mer est un facteur Prépondérant qui engendre non seulement la dégradation du milieu récepteur, mais aussi la propagation des maladies à transmission hydrique (dessalement des eaux de mer).

Caractérisé par s forte densité, le groupement urbain d'Oran a connu au passé un grand problème d'évacuation d'eaux usées.

Ce groupement est devisé en deux aires principales :

- ✓ La zone Sud qui déverse dans la station de pompage « Petit Lac » après l'achèvement du projet d'assainissement de la partie sud du groupement urbain d'Oran.
- ✓ La zone Nord qui déverse actuellement ses eaux directement en mer sans aucun traitement.

Dans ce contexte La zone Nord fait l'objet de notre étude, en essayant d'une façon radicale la résolution du problème de rejet en mer et en même temps la protection du milieu récepteur.

Chapitre I

Présentation de la zone d'étude

Introduction :

La présentation de la zone d'étude est une phase prépondérante qui consiste à la description du site des points de vue géologiques, hydrologiques, démographiques, climatiques et hydrauliques, cette dernière est la base du développement de la conception du projet.

La collecte complète des données fiables est donc nécessaire pour mener à bien le projet.

I.1 Localisation géographique de la wilaya d'Oran :

La wilaya d'Oran est une subdivision administrative algérienne ayant pour chef-lieu la ville éponyme située au nord-ouest du pays à une distance de 432 km de la capitale Alger. En 2008 (année du dernier recensement) elle abritait 1 454 078 habitants sur une superficie de 2 114 km².

Elle est limitée : (**Figure I-1**)

- ✓ Au Nord par la mer Méditerranée.
- ✓ A l'Est par la wilaya de Mostaganem.
- ✓ Au Sud- Est par la wilaya de Mascara.
- ✓ Au Sud- Ouest par la wilaya de Sidi-Bel-Abbès.
- ✓ A l'Ouest par la wilaya d'AïnTémouchent.

Ses coordonnées géographiques sont :

X ₁	{	35°41'29'' N
		0°40'17'' O
		Altitude : 187 m
X ₂	{	35°42'42'' N
		0°35'54'' O
		Altitude : 160 m



Figure I.1 : Situation général de la wilaya d'Oran.

I.2 Situation générale du projet :

La ville d'Oran appartient à la rive sud du bassin méditerranéen.; Elle se situe au nord-ouest de l'Algérie et occupe sur une surface d'environ 75 km². La ville s'élève au fond d'une baie ouverte au nord sur le golfe d'Oran. Elle est dominée à l'ouest par la montagne de l'Aïdour (429 m d'altitude) qui la sépare de la commune de Mers-el-Kébir, Au sud, bordée par la commune d'Es Senia, et le plateau de Moulay Abdelkader al-Jilani (Moul el Meida), et au sud-ouest, par une grande sebkha. La ville de Bir El Djir constitue sa banlieue. (**Figure I-2**)

Tableau I.1 : précipitations mensuelles et répartition de la pluie en pourcentage.

MOIS	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars.	Avr.	Mai.	Juin.	Juil.	Août.	Cumul
Pluie du mois (mm)	13,0	64,5	47,9	30,2	29,8	36,6	23,2	85,5	76,9	13,8	1,0	8,4	430,7
Moyenne mensuelle (mm)	16,5	40,4	50,2	58,0	57,7	52,8	60,6	47,7	37,4	10,1	2,6	5,0	438,8
Répartition (%)	3,0	14,9	11,1	7,0	6,9	8,5	5,4	19,8	17,8	3,2	0,2	1,9	100,0

Source : (ANRH) ; Agence Nationale des Ressources Hydraulique d'Oran

I.3.2 Température :

La moyenne mensuelle du mois le plus chaud est de 30°C en aout et celle du mois le plus froid est de 5°C en janvier (**Tableau 1-2**)

Tableau I.2 : Répartition de la température.

Mois	Jan.	Fév.	Mar.	Avr.	Mai	Juin.	Juil.	Août.	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	année
Température min moy (°C)	5	7	8	10	13	17	19	20	17	13	9	7	12
Température moyenne (°C)	10	12	13	15	18	21	24	25	23	18	15	12	17
Température max moy (°C)	15	16	18	20	22	26	29	30	28	23	20	16	22

Source : (ANRH) ; Agence Nationale des Ressources Hydraulique d'Oran

I.3.3 Evaporation :

L'évaporation est importante. Elle est en moyenne de 66 mm au mois d'avril et de 106mm au mois de septembre, soit environ 1222 mm annuellement.

I.3.4Le Vent :

Les vents ont une vitesse moyenne de 16,65 Km/h .Cette dernière est plus élevée en moisde(mai, juin, juillet) avec plus de 18,5 Km/h et moins élevée durant les mois d'hiver avec 12,95 à 16,65 Km/h.

La direction dominante des vents est Ouest-Sud-Ouest.

I.4 Situation démographique :

D'après les divers documents consultés (Plan directeur d'eau potable, Actualisation du Plan directeur d'assainissement de 1997), le taux de croissance de la population d'Oran se situe autour de 0,5 %. Ce dernier reste relativement constant en raison surtout de la limitation des possibilités d'extension de la ville.

Administrativement, la ville d'Oran est divisée en quartiers. Cependant et pour la gestion du réseau d'eau potable, elle a subi également un découpage technique effectué par le secteur hydraulique

Vu le parallélisme existant entre les réseaux d'eau potable et d'assainissement, la méthodologie adoptée, pour mener à bien cette étude, est celle du Plan Directeur d'eau potable, dans lequel la ville d'Oran est considérée divisée en 30 secteurs hydrauliques.

L'évolution de la population, est estimée pour le court, moyen et long terme par la Relation des intérêts composés :

$$P_N = P_0(1 + T)^N$$

Avec :

P_N: Nombre d'habitants à l'horizon 2040.

P₀: Nombre d'habitants à l'année du dernier recensement(2008).

T : taux d'accroissement.

N : écart entre l'année de référence et l'horizon de calcul

L'évolution de la population à l'horizon de calcul est estimée dans le **Tableau I.3**:

Tableau I.3 : Estimation du nombre d'habitants et la densité par secteur.

Secteur hydraulique		Superficie (km ²)	2008		2039	
Id	Nom		Population (hab)	Densité (hab/km ²)	Population (hab)	Densité (hab/km ²)
1	Port/Pêcheurie	1,02	8216	8055	9400	9216
2	Miramar	1,136	28870	25414	33032	29077
3	Centre-ville	0,4807	25740	53547	29451	61267
4	Sidi El Houari	0,7432	8426	11338	9641	12972
5	Bel Air	0,9571	16275	17005	18621	19456
6	Gambetta	1,2435	13809	11105	15800	12706
7	Carteaux	0,9633	10438	10835	11942	12397
8	Grand Terre	1,0973	17214	15687	19695	17949
9	Sanchidriain	3,4807	46008	13218	52640	15123
10	Usto	2,8326	31314	11055	35829	12649
11	Surpresseur	2,2533	45924	20381	52545	23319
12	Saint Eugénr	1,4618	23316	15950	26678	18250
13	Les Castors	1,0323	35573	34460	40701	39427
14	Petit Lac	1,4159	25315	17879	28965	20457
15	Maraval 1	0,7316	14034	19182	16057	21948
16	Maraval 2	0,8530	13565	15903	15521	18196
17	Maraval 3	1,1940	18711	15671	21409	17930
18	Les Palmiers	0,5957	6307	10587	7216	12113
19	Maurice Utrillo	0,8636	4034	16250	16057	18593
20	Lamur	2,5441	23698	9315	27114	10658
21	Boulangier	0,9417	14502	15400	16592	17619
22	Saint Antoine	0,3518	8342	23713	9545	27132
23	Ville Nouvelle	0,6934	15412	22226	17633	25430
24	Gare	0,6876	14779	21493	16909	24591
25	Cité petit	1,4315	28018	19573	32057	22394
26	Protin	0,4891	8848	18090	10123	20697
27	Eckmul	1,5110	32864	21750	37601	24885
28	Ghazel	1,1060	17485	15809	20005	18088
29	Les Planteurs	1,7850	35391	19827	40493	22685
30	Bouammamma	-	72248	-	82662	9216
Total		35,8968	674676	16782	689269	19201

I.5 Données naturelles du site :

I.5.1 Situation Topographique :

La ville d'Oran est située sur un vaste plateau d'altitude moyenne de 110 m, surmontée à l'Ouest par des collines à 200 m d'altitude.

Le secteur Sud-Ouest, d'une altitude moyenne de 116 m, est incliné légèrement vers le centre, ou l'altitude varie de 108 m vers Hai El Hamri et de 100 m vers le 2^o boulevard périphérique.

Le secteur Nord-est parte d'une altitude de l'ordre de 135 m et se dirige vers le centre-ville avec des pentes plus ou moins fortes.

I.5.2 Sismicité :

Le territoire national est divisé en cinq (05) zones de sismicité croissante et dont la figure ci-dessous représente la carte des zones sismiques de l'Algérie et le zonage global des Différentes wilayas. La **Figure I.3** du « RPA 99, version 2003 » donne la classification sismique par zone. Notre zone d'étude appartient à la zone II a, dont le risque sismique est moyen mais ça n'empêche pas à prendre les précautions lors de la réalisation d'un ouvrage hydraulique.

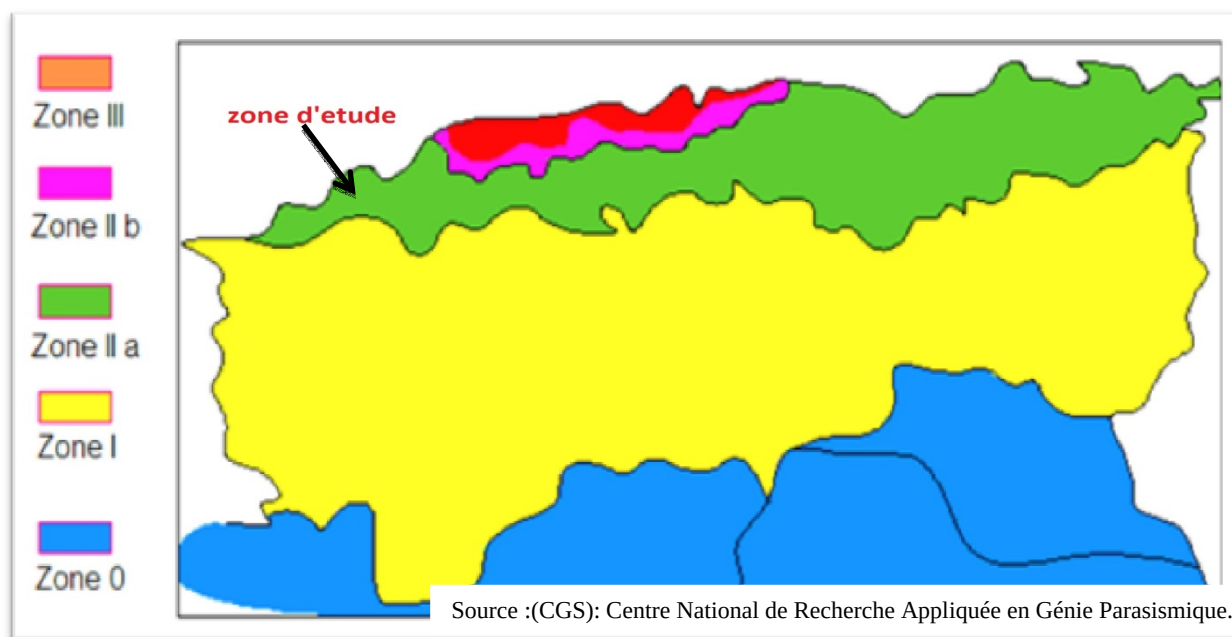


Figure I.3 : carte de zonage sismique de l'Algérie.

Zone 0 : sismicité négligeable.

Zone I : sismicité faible.

Zones IIa et IIb : sismicité moyenne.

Zone III : sismicité élevée.

I.5.3 Aperçu Géologique de la zone d'étude :

La zone d'étude fait partie de la chaîne côtière qui est une entité géographique qui a pour limites méridionales les hautes plaines et hauts plateaux et elle fait partie de l'orogénèse alpine, la structure géologique se caractérise par des emplacements de nappes d'âge Miocène.

La morphologie régionale détermine, du nord vers le sud, deux sillons différents :

- Un sillon littoral septentrional représenté par la plaine des Andalouses, étroit, disloqué par les effondrements quaternaires (graben de Mers El Kebir), prolongé vers l'Est par les plateaux de Mostaganem.

- Un sillon médian (Plateau d'Oran – Grande Sebkha) prolongeant vers l'ouest le sillon du bassin du Cheliff, (**Figure I.4**)

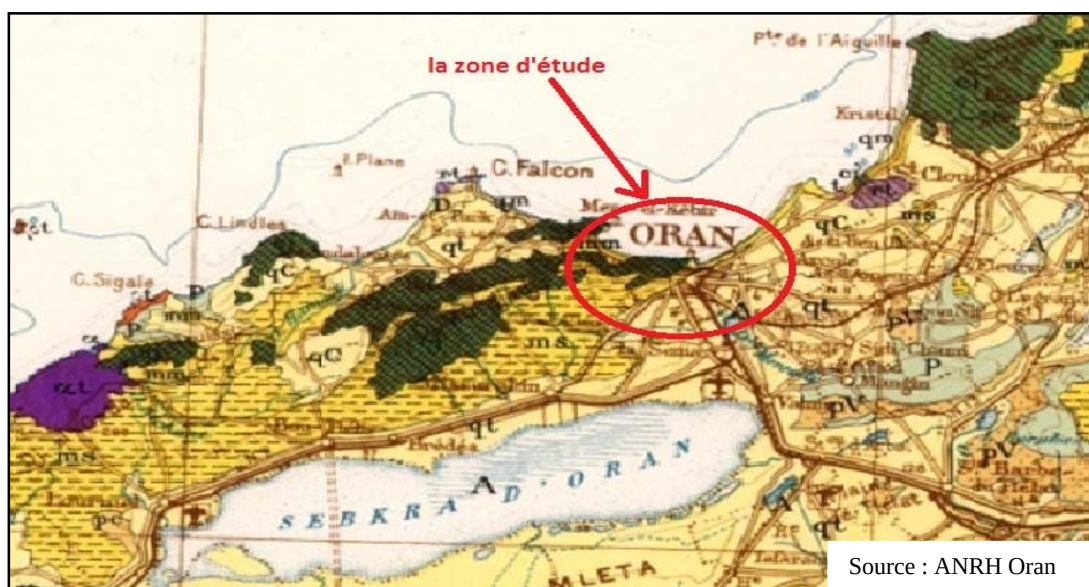


Figure I.4:Extrait de la carte géologique Oran Nord 1/500 000

	Alluvions actuelles : Lacs ; Marécages, Dayas ; Chotts, Sebkhas ; Limens et croûtes Gypso Salines
	Quaternaire : continental Alluvions Regs Terrasses
	Calabrien : Grés marins et formations dunaires associées
	Miocène terminal marin et lagunaire : Couches à Tripoli, marnes à gypse
	Miocène supérieur marin : Calcaires grés argiles

I.5.4 Cadre hydrogéologique de la ville d'Oran :

I.5.3.1 Formations aquifères de la région d'Oran :

Des formations les plus récentes aux formations les plus anciennes, elles sont représentées par :

- L'ensemble du dépôt Mio-Pliocène, Calabrien et Quaternaire du Sud d'Oran.
- Les calcaires du Miocène Supérieur du massif du Murdjadjo.
- Les zones d'affleurement de Calabrien à l'Est et au Sud-Est d'Oran.

I.5.3.2 Piézométrie

La nappe phréatique dans la région d'Oran est du type libre. Elle peut être semi-captive dans les zones de recouvrement argileux présent au toit de la nappe.

I.6 Situation hydraulique :

I.6.1 Alimentation en eau potable :

I.6.1.1 les ressources et les adductions

Le groupement d'Oran est alimenté en eau :

- pour une faible partie par des ressources locales : source de Ras el Ain, forages de Bredeah
- pour la majeure partie par des transferts régionaux en provenance d'autres Wilaya:

barrage du Fergoug

prise du Cheliff

barrage de BeniBahdel

barrage de SidiAbdelli

champ captant de Bredeah

Prise de la Tafna

TransfertsEst

TransfertsOuest

I.6.1.2 Réseau d'AEP :

Le réseau de la ville d'Oran a évolué de la manière par:

- l'alimentation du quartier Maraval à partir d'un piquage sur le 1er siphon
- l'extension du réseau en direction de l'USTO.

-la création d'un nouvel étage de distribution pour la zone Est appelée à une forte expansion. Ce nouvel étage sera mis en charge par un nouveau réservoir de 10.000 m³ à Belgaïd alimenté en refoulement depuis le réservoir de Gambetta. Les ouvrages ont été réalisés, mais ne sont pas encore en service.

I.6.1 Assainissement :

Le réseau de la ville d'Oran peut être divisé en 5 secteurs géographiques correspondant à des réseaux hydrauliquement indépendants : les secteurs Nord-Est, Nord-Centre et Nord-Ouest sont situés sur la bande littorale. Les secteurs Sud-Est et Sud-Ouest sont situés dans la partie Sud.

Le réseau du secteur Nord-Ouest collecte les eaux d'une partie de la ville centrée sur le ravin de Ras El Aïn. Les eaux sont rejetées en mer au niveau du Fort Lamoune.

Le réseau du secteur Nord-Centre collecte les eaux du centre de la ville et les rejette en mer à l'Est de l'entrée du port.

Le réseau du secteur Nord-Est collecte les eaux de la partie de la ville englobant les hauteurs de Gambetta et les environs du Ravin Blanc. Les eaux sont rejetées en mer au même point que les eaux issues du secteur Nord-Centre.

Le réseau du secteur Sud-Est collecte les eaux des quartiers situés au Sud de la Route Nationale n° 4 et à l'Est de la voie ferrée Oran-Alger. Les eaux sont conduites à la cheminée du Petit Lac.

Le réseau du secteur Sud-Ouest collecte les eaux d'une grande partie de la ville située approximativement au Sud du 2ème boulevard périphérique et à l'Ouest de la voie ferrée Oran-Alger. Les eaux sont également conduites à la cheminée du Petit Lac.

Le secteur Sud du groupement urbain d'Oran étant dépourvu de tout exutoire naturel (si ce n'est la Daïa Morsli dont les capacités épuratrices sont nulles), il a été décidé, dans les années 1940, la création d'une galerie passant sous la ville et débouchant en mer. Son origine en est la cheminée du Petit Lac, puits vertical de plus de 50 m de profondeur où sont conduits les rejets des secteurs Sud-Est et Sud-Ouest de la ville d'Oran.

Conclusion :

Après avoir collecté les données de la zone d'étude, ces dernière nous seront utiles pour les phases suivantes en tenant compte de plusieurs paramètres (Topographie de la zone, point de rejet, formation géologique...).

Chapitre II

Descriptif du système d'assainissement du
Groupement Urbain d'Oran

Introduction :

La phase descriptive du Système est une étape primordiale qui a pour objet la connaissance parfaite de l'état structural ainsi que les ouvrages existants, ce qui mène l'ingénieur concepteur à fixer les conditions initiales sur les quelles va se baser notre étude qui vise l'élimination des point de rejets des eaux usées et achemine ces dernières vers l'ouvrage de collecte.

II.1 Assainissement de la partie sud du groupement urbain d'Oran :

La zone concernée englobe les communes d'Oran (partie sud), Sénia, Bir El Djir, Sidi Chahmi et El Kerma.

La superficie totale de cette zone avoisine les 28 000 ha, dont 22 000 ha pour le Groupement Urbain d'Oran (GUO). Les zones assainies correspondent aux agglomérations dans leurs limites à long terme telles que définies par le Plan Directeur d'Aménagement et d'urbanisme (PDAU) d'Oran. Les eaux drainées provenant du groupement sont acheminées vers la station d'épuration (STEP) d'EL Kerma située à proximité de la grande sebkha d'Oran.

II.1.1 Travaux réalisés dans le cadre de l'Assainissement du Groupement Urbain d'Oran (AGUO) (la partie sud) :

II.1.1.1 Travaux de la tranche d'urgence (1ère tranche)

Depuis 2003, la Direction des Ressources en Eau (DRE) D'Oran a entamé la réalisation des travaux conformément aux orientations de l'étude de la Société Grenobloise d'Etudes et Aménagement Hydraulique (SOGREAH), la tranche d'urgence consistait en la réalisation :

- D'une galerie visitable de dimensions ($h=3m$; $l=2m$) sur une longueur de 10 km
- De huit(08) stations de relevage
- D'achat et de pose de 30 km de réseau de diamètres différents dont 11 km en Polyester Renforcé à la fibre de Verre (PRV).

II.1.1.2 Travaux de la 2^{ème} tranche

Après achèvement de la première tranche, la DRE d'Oran a enchaîné par le lancement des travaux de collecte, de transfert et d'épuration des eaux usées du GUO par la réalisation de :

- La station de pompage de Petit Lac ;
- La réalisation d'une conduite de refoulement en PRV à partir de cette station sur une longueur de 9 km ;
- La réalisation de la station d'épuration d'El Kerma.

II.1.1.3 Station d'épuration d'El Kerma :

Le site de la station d'épuration, appelé site S3 dans le Plan Directeur d'Assainissement Actualisé (PDAA), est situé en bordure Nord-Est de la Grande Sebkha entre la voie ferrée et la route nationale. Un terrain de 20 ha a été réservé à cet effet. Ce dernier est sensiblement plat, son altitude actuelle étant comprise entre 84 et 87 NGA, le niveau d'eau dans la Grand Sebkha atteint 81 NGA.

Deux destinations finales sont envisagées pour les eaux usées traitées de la station d'épuration de la Sebkha :

- le rejet dans la Grande Sebkha
- la réutilisation agricole dans les périmètres de la Maflak et de la Mleta,

II.2 Contexte actuel de l'assainissement de la zone d'étude:

Les effluents urbains de la ville d'Oran sont dirigés en grande partie vers la station d'épuration d'El Kerma, de capacité journalière égale à $280000 \text{ m}^3/\text{j}$ soit 1665000 éq.hab.

✓ Les effluents des secteurs Sud-Ouest et Sud-Est sont transportés vers la station de pompage de petit Lac par les collecteurs principaux (rue Dala Krachal Mokhtar-Cheminé rural n°7), (chemin vicinal n°9 coté Sud-Est) et (3^e boulevard –chemin vicinal n°9) initialement rejetés à travers une galerie partant de cette cheminée vers la mer. Ces effluents sont interceptés actuellement à cet endroit par une conduite de diamètre 1800 mm. Cette dernière est raccordée à la station de pompage qui refoule les effluents vers la station d'épuration.

✓ Les effluents du centre-ville d'Oran dont le débit est estimé à 920 l/s sont transportés par le collecteur Géant le long du front de mer vers le point de rejet Cova De Lawa situé à l'Est de l'entrée du port. (Figure II.1)

Descriptif du système d'assainissement du Groupement Urbain d'Oran

✓ Le rejet de Fort Lamoune, estimé à environ 670 l/s. Il achemine les eaux usées et pluviales de la partie Nord-Ouest de la ville d'Oran, à savoir Sidi El Houari et Ras El ain. (Figure II.2).

✓ Les rejets dans les quais du Port et Pêcheurie d'Oran sont estimés à peu près à 9l/s.

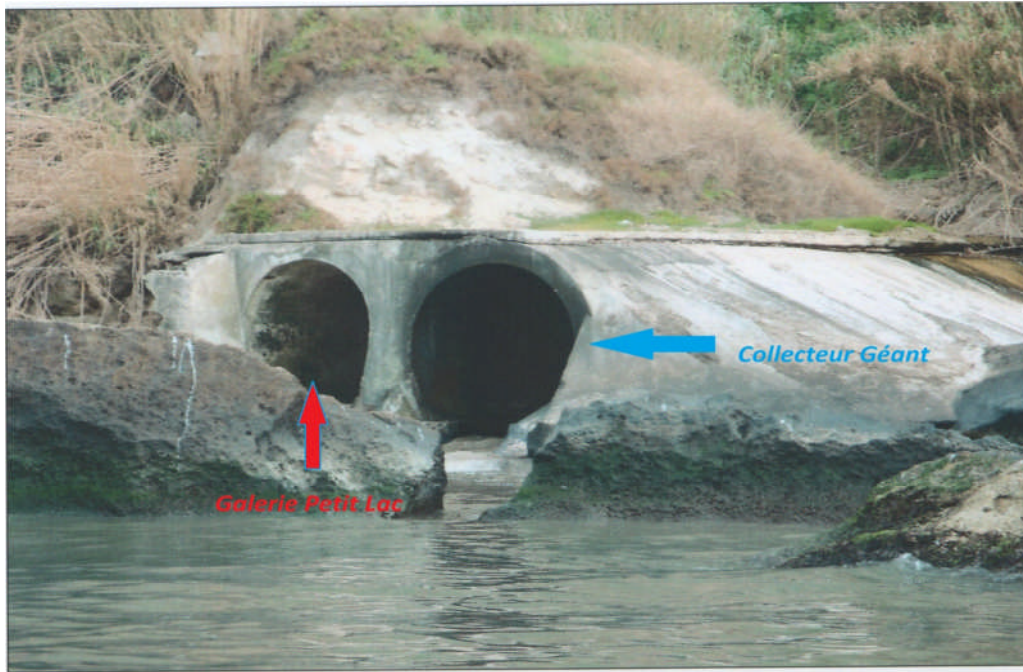


Figure II.1 : point de rejet Cova De Lawa.



Figure II.2 : point de rejet Fort Lamoune.

Les effluents du secteur Nord-est sont transportés par le collecteur du Ravin Blanc vers une cheminée de chute située sous le pont Zabana, sur le collecteur Géant et évacués à travers ce dernier à la mer.

Les volumes d'eaux usées produit par les secteurs du Nord-Centre (centre-ville) et du Nord-Est ont été estimés en 1997 à $6110 \text{ m}^3/\text{j}$ et $7253 \text{ m}^3/\text{j}$ respectivement. Pour la situation futur en 2015 ces volumes ont été estimés à $18656 \text{ m}^3/\text{j}$ et $23611 \text{ m}^3/\text{j}$ respectivement (source : mission A de l'étude d'assainissement du groupement urbain d'Oran). Une bonne partie de ces volumes est dirigée actuellement vers les points de rejets en mer.

La protection du littoral et un projet d'extension du port vers l'Est conduisent à repenser à la situation de ces deux points de rejet.

Une option de construction d'un émissaire en mer a été envisagé dans cette étude pour éloigner ces deux point de rejet de la cote .Cette solution ne permet pas la mise en place d'une réutilisation des eaux usées.

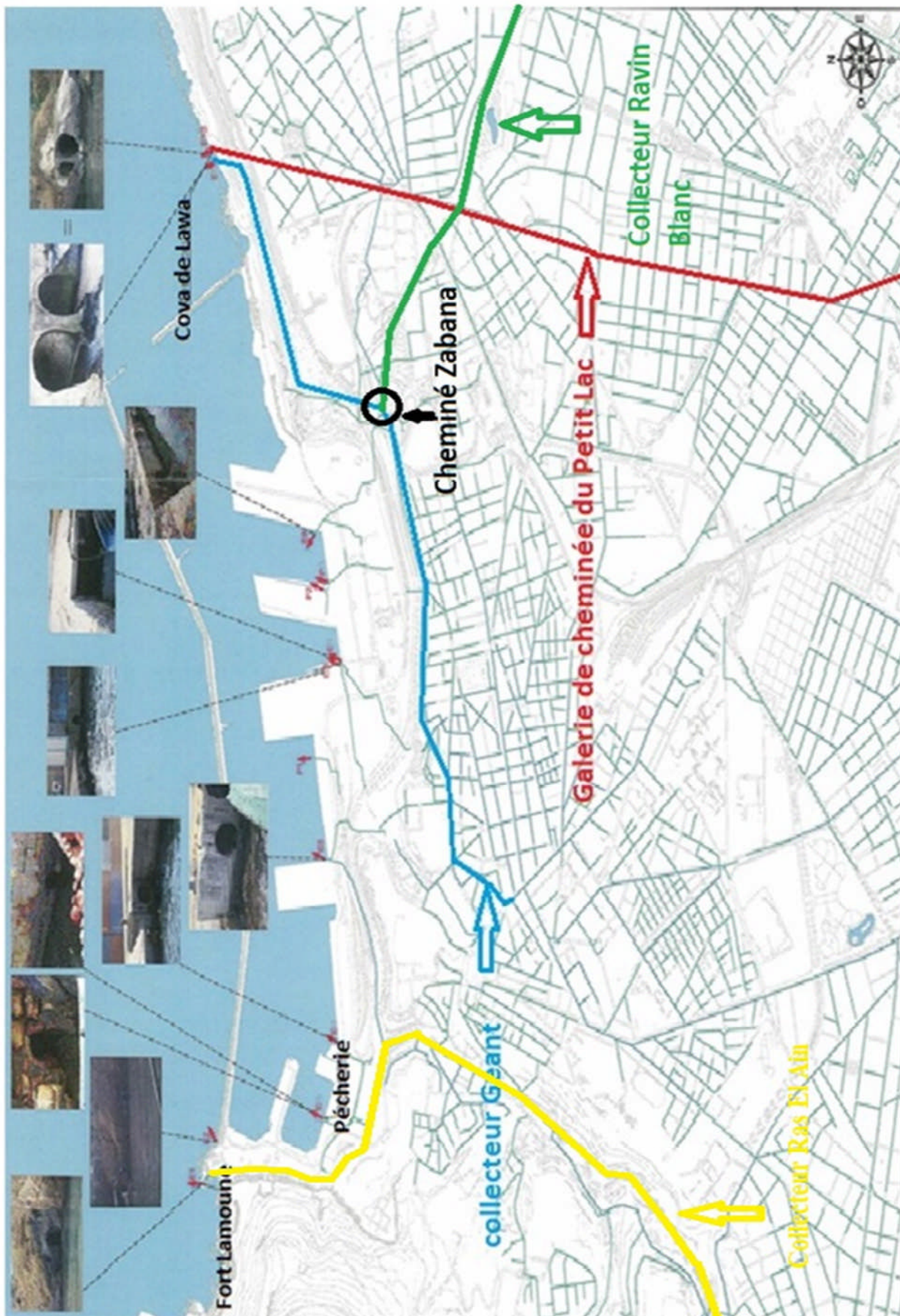


Figure II.3: Localisation indicative des collecteurs et des ouvrages de rejet des effluents urbain en mer.

II.3 Objectif de notre étude :

La station d'épuration étant actuellement opérationnelle et disposant des capacités suffisantes pour reprendre tous les rejets d'eaux usées, notre travail consiste à étudier les options techniques pour intercepter les rejets directs en un point bas et les raccorder aux ouvrages de refoulement vers la station d'épuration.

Les principales prestations d'étude à réaliser comprennent :

- La détermination des débits rejetés en mer.
- Le diagnostic de l'état structurel de la galerie du petit Lac.
- L'identification de plusieurs options techniques pour la reprise de ces débits et leur transport vers la station de pompage dans le secteur Sud au petit Lac.
- La description des caractéristiques techniques et l'estimation financière de chaque option.
- La présentation d'une solution de reprise des rejets en mer.

II.4 Description des ouvrages existant et de leur environnement :

II.4.1 Topographie des ouvrages existants :

La cheminée du petit lac est située à une cote de 90 m.

Les rejets en mer de la galerie du petit Lac et du collecteur Géant sont situés au pied d'une haute falaise, à une cote de 85m.

La frange côtière autour de ces exutoires rocheuse, assez étroite et escarpée. L'Esplanade Sidi M'Hamed située entre le centre thermique du port d'Oran, les exutoires et la route des Falaises fait partie du site du Port.

II.4.2 Caractéristiques de la galerie Petit Lac :

La galerie présente une longueur de 4188 ml reliant la cheminée du petit Lac à la mer méditerranéenne. Elle est constituée de grandes sections en forme de fer à cheval et deux banquettes latérales. Les dimensions internes sont :

- Sur une longueur de 3926 ml : 3,20 m de hauteur et 2,80 m de largeur.
- Sur une longueur de 262 ml : 3,10 m de hauteur et 2,40 m de largeur.

De grande section de 8,96 m² et 7,44 m², cette galerie peut évacuer un débit d'environ 40 m³/s, correspondant en gros à une pluie de fréquence décennale.

Les cotes fil d'eau de la galerie montrent la présence de 8 cheminées sur son parcours à travers la ville d'Oran. Les investigations du terrain, réalisées en 2007 dans le cadre de l'étude de diagnostic du réseau d'assainissement du centre ville d'Oran, ont permis d'identifier l'emplacement de 3 cheminées situées dans les rues :

- BoudjridaBoutkhil
- AdjitSahli Mohamed
- Ibn Tofeil

L'ouverture des tampons de ces 3 cheminées a permis de constater l'absence de dispositifs de visite. Ces dernières semblent servir à l'aération de la galerie par l'ouverture de tampon.

Le matériau constaté de construction de la galerie sur la dernière partie avant l'exutoire est le béton.

Les effluents des 3 collecteurs initialement raccordés à cette galerie sont actuellement détournés vers la station d'épuration.

Les campagnes de mesures ont détectés une augmentation du débit due à des infiltrations (présence d'eaux parasites).

II.4.3 Caractéristiques du collecteur Géant :

Ce collecteur, nommé également collecteur de ceinture du centre-ville, commence à partir d'un puits situé en croisement de la rue de la paix avec la rue de Sœurs Benslimane et parcourt 2808 m, dont une bonne partie (plus de 1000 m) est située sous l'estracade du front de mer.

Sous le pont Zabana (distance 1569 ml), une cheminée désaxée sur ce collecteur permet l'évacuation des effluents du collecteur du Ravin Blanc.

On cite la présence d'un déversoir d'orage situé à une distance de 2015 m du début du collecteur.

Les cotes radier de la galerie sont de 34,12 m au départ, de 12,45 m au droit de la cheminée du Ravin Blanc, 9,18 m à l'arrivée à la falaise et de 0,62 m à l'exutoire.

Les cotes de terrain sont de 45-51 m vers cette cheminée et de 60 m vers l'arrivée à la falaise.

La section du collecteur est en forme de fer à cheval et deux banquettes. Les dimensions internes varient tout au long du linéaire. Sur les dernière 800 m, elles sont de 3,50 m en hauteur et 3,20 m en largeur, avec une cunette de 1,40 m de largeur. La structure des parois est en béton. **(Figure II.4)**

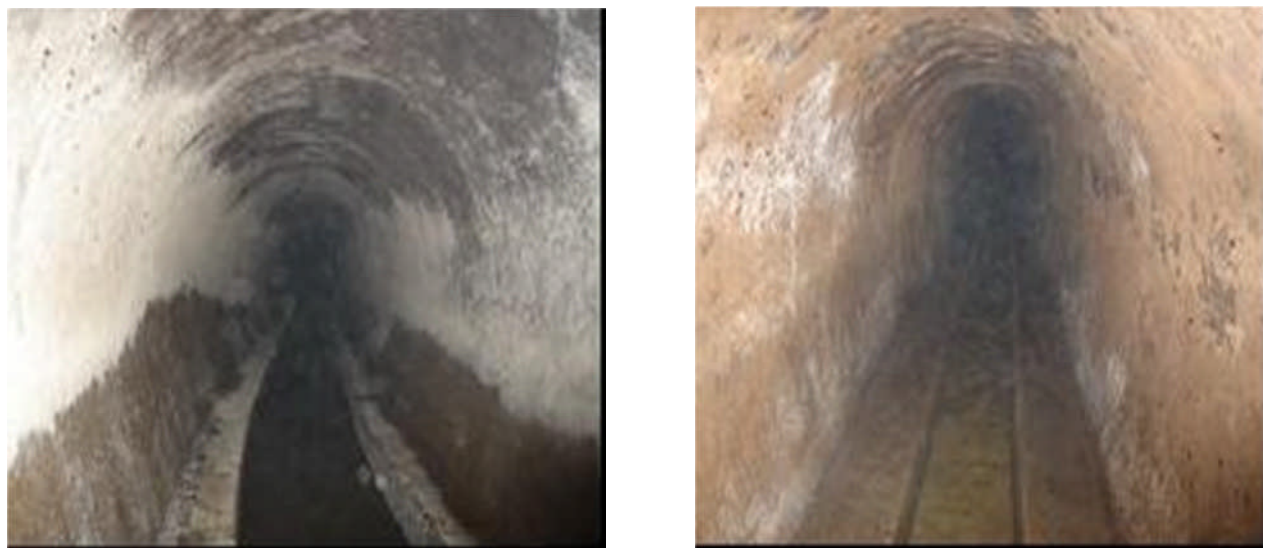


Figure II.4 : vues dans le collecteur Géant.

II.4.4 Caractéristiques du collecteur Ravin Blanc :

Ce collecteur évacue les effluents urbains du secteur Nord-Est. Il traverse la route de Ravin Blanc et aboutit à une cheminée liée par une galerie au collecteur Géant au niveau du pont Zabana.

Le collecteur présente une longueur de 1719 ml comprenant :

Partie amont, sur 1156 ml : collecteur en maçonnerie ou béton, de section ovoïde à radier plat de 1,60 m de hauteur à partir du radier et 0,80 m de largeur.

Partie aval, sur 563 ml : collecteur en béton armé, de section ovoïde de 2,40 m de hauteur et 1,70 m de largeur, avec une banquette latérale. **(Figure II.5.a)**

La cote radier de la partie aval du collecteur au point de déversement dans la cheminée d'évacuation est de 32,80 m.

Le collecteur présente des infiltrations d'eau souterraine et évacue des eaux de source. **(Figure II.5.b).**



Figure II.5.a : vue dans le collecteur Ravin Blanc.



Figure II.5.b : infiltrations dans le collecteur Ravin Blanc.

II.4.4 Caractéristiques du collecteur Ras El Ain:

Se collecteur est conçu pour drainer les hauteurs du bassin Nord-Ouest, avec un linéaire de 3485.67 ml et une section ovoïde de 3m de hauteur et 2,4 m de largeur avec deux banquettes latérales.

Ce collecteur traverse Hai Es Snober, Hai el Nasr et atteint la pêcherie à une profondeur de 4m et rejette ses eaux au niveau de Fort Lamoune.



Figure II.6 : vues dans le collecteur Ras El Ain.

Conclusion :

Cette phase d'étude nous a permis d'identifier les différents ouvrages constituant le système d'évacuation ce qui va nous aider de faire un choix judicieux de la variante la plus convenante.

L'indication des zones drainées par chaque collecteur permet l'évaluation des débits acheminés par ce dernier et c'est le but de la phase suivante.

Chapitre III

Calcul de base et évaluation des débits

Introduction :

L'assainissement des agglomérations, au sens où l'entend le présent rapport a pour objet d'assurer l'évacuation de l'ensemble des eaux pluviales et usées ainsi que leur rejet dans les exutoires naturels sous des modes compatibles avec les exigences de la santé publique et de l'environnement.

Dans ce chapitre, on va estimer le nombre d'habitant à l'horizon de calcul et on va s'intéresser également au calcul des débits qui va nous servir au dimensionnement du système d'évacuation des eaux usées et pluviales.

III.1 Découpage de l'aire d'étude en sous bassins :**III.1.1 Définition :**

Le bassin est un secteur géographique qui est limité par des lignes de partage des eaux.

Toutes les eaux de ruissellement en surface sont recueillies pour être évacuées vers un seul Point de rejet.

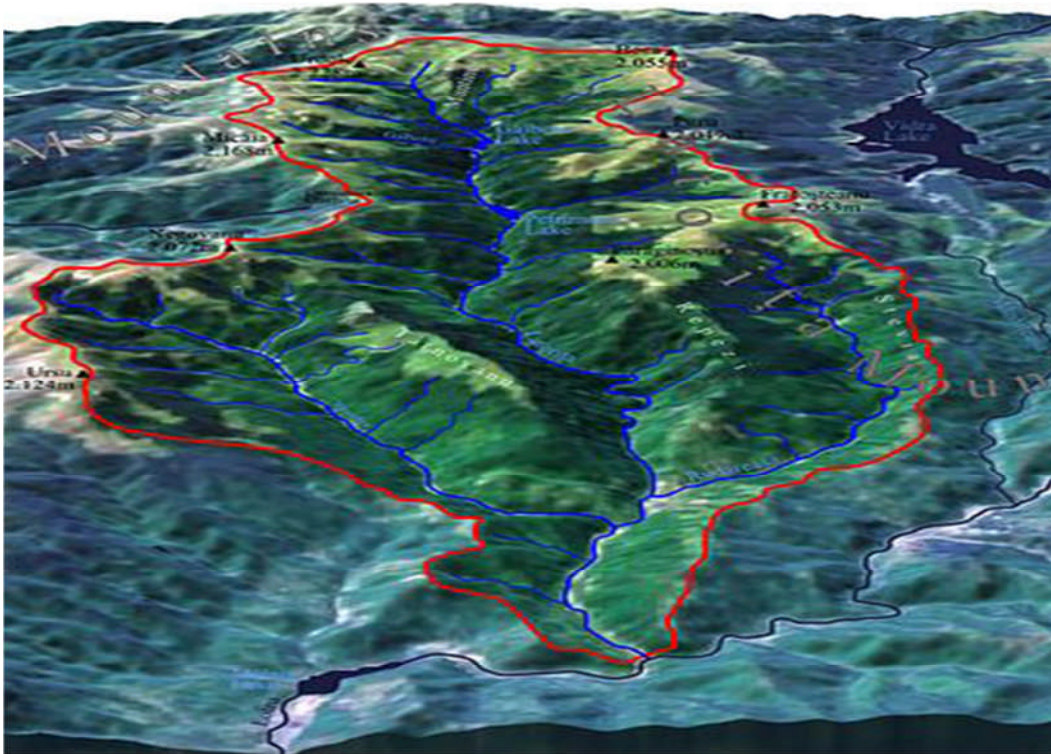


Figure III.1 : schéma d'un bassin versant

III.1.2 Choix de la limite des sous bassins :

Pour découper un bassin en sous bassin il faut respecter certains critères qui sont les suivants :

- Les courbes de niveaux ;
- Les limites naturelles (Oued, Talweg,....etc.) ;
- La nature du sol ;
- La densité des habitants ;
- Les routes et voiries ;
- Les pentes et les contre pente ;
- Le réseau existant ;

Pour notre cas, la délimitation des sous bassins se fait en fonction du réseau existant. Ce dernier transporte les eaux drainées vers les collecteurs principaux qui font l'objet de notre étude.

III.2 Système d'évacuation du réseau d'assainissement :

L'assainissement de la ville d'Oran est assuré par un système unitaire. Ce dernier prévoit l'évacuation en commun dans une même conduite des eaux d'égout ménagères et industrielles et les eaux de pluie. Ce système nécessite des ouvrages et des stations d'épuration relativement importantes (et cela explique la capacité de la station d'El Karma) afin de pouvoir absorber des pointes de ruissellement.

Des ouvrages spéciaux, en l'occurrence des déversoirs d'orage ; seront projetés pour l'évacuation du débit supplémentaire qui ne peut être traité par la STEP par temps de pluie vers le milieu naturel.

III.3 Evaluation du coefficient de ruissellement :

Le coefficient de ruissellement est le rapport caractérisant le volume d'eau qui ruisselle d'une surface, au volume d'eau tombé sur cette surface.

La valeur du coefficient de ruissellement dépend de l'inclinaison, du genre et de la densité de la surface à drainer (terre limoneuse, avec ou sans végétation, sable, rocher...), l'humidité de l'air, l'humidité de la surface, la durée de la pluie.

Le coefficient de ruissellement est estimé suivant deux cas :

III.3.1 Premier cas :**a) En fonction de la nature des surfaces à drainer.**

Les valeurs du coefficient de ruissellement de ces surfaces sont estimées d'une façon approchée, vu l'hétérogénéité de la nature de ces surfaces (Tableau III.1).

Tableau III.1 : Estimation du coefficient de ruissellement suivant la nature des surfaces.

Nature de la surface	Valeurs du coefficient C_r
Toits en métal, tuile, ardoise	0,90
Chaussée avec peu de joints	0,85-0,90
Pavés en pierres naturelles, briques avec joints cimentés	0,75-0,85
Pavage en blocages	0,40-0,50
Surfaces goudronnées	0,25-0,60
Chemin en gravier	0,25-0,30
Gare, terrain de sport	0,10-0,30
Parc, jardin, gazons	0,05-0,25
Forets	0,01-0,20

Source : R.BOURRIER « Les réseaux d'assainissement »

III.3.2 Deuxième cas :**b) En fonction de la densité de population.**

La densité de population influe énormément sur le coefficient de ruissellement, étant donné que les surfaces habitables sont revêtues (toitures ou surfaces goudronnées).

Il a été constaté que plus la densité de population est importante plus le coefficient de ruissellement augmente. Pour ce cas, il est difficile d'estimer la valeur du coefficient de ruissellement, pour des sous bassins préurbains vu que la densité de population est faible.

Le Tableau III.2 qui suit montre quelques valeurs de ce coefficient d'après les références bibliographiques.

Tableau III.2 : Coefficient de ruissellement pour différentes densité de population .

Densité de population par hectare	Coefficients de ruissellement
20	0,23
30-80	0,2-0,27
60-150	0,25-0,34
150-200	0,30-0,45
200-300	0,60-0,62
300-400	0,6-0,80
400-600	0,7-0,9

Source : R.BOURRIER « Les réseaux d'assainissement »

Remarque :

En pratique, le découpage en aires élémentaires « A_i » d'une agglomération de superficie « A » montre que ces dernières présentent des natures du sol très hétérogènes au sein même d'un sous bassin, et qu'il est très difficile d'estimer leurs propres coefficients de ruissellement « C_{ri} ».

La détermination du coefficient de ruissellement pondéré « C_{rp} » permet d'y remédier à cette difficulté. Néanmoins cette pondération a tendance à sous-estimer ou surestimer le coefficient de ruissellement et par conséquent le débit.

$$C_{rp} = \frac{\sum C_{ri} A_i}{A_t} \quad (\quad . \quad)$$

Avec :

C_{rp} : coefficient du ruissellement pondéré total ;

C_{ri} : Coefficient de ruissellement de chaque sous bassin ;

A_i : Surface élémentaire de chaque sous bassin (ha) ;

A_t : Surface totale de la zone urbanisée (ha) ;

Remarque :

Pour notre projet, on estime le coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population pour chaque secteur de notre zone d'étude.

III.4 Estimation du coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin:

Après avoir calculé les densités correspondent à chaque secteur (Chapitre I), nous procédons à l'estimation des valeurs des coefficients de ruissellement.

Pour faciliter le calcul des débits usés et pluviaux de chaque secteur il existe également une division plus technique, selon les secteurs hydrauliques utilisés pour l'alimentation en eau potable de la ville.

On constate : (Figure III.2)

- Secteur Nord-est
- Secteur Nord-Centre
- Secteur Nord-Ouest

A partir des données disponibles de l'alimentation en eau potable de la ville d'Oran ,3 secteurs ont été retenus. Chaque secteur comprend plusieurs sous bassin.

Le secteur Nord-Ouest est divisé en 3 sous-secteurs, étant donné qu'il est très allongé que ces sous bassin sont dispersés (Tableau III.3).

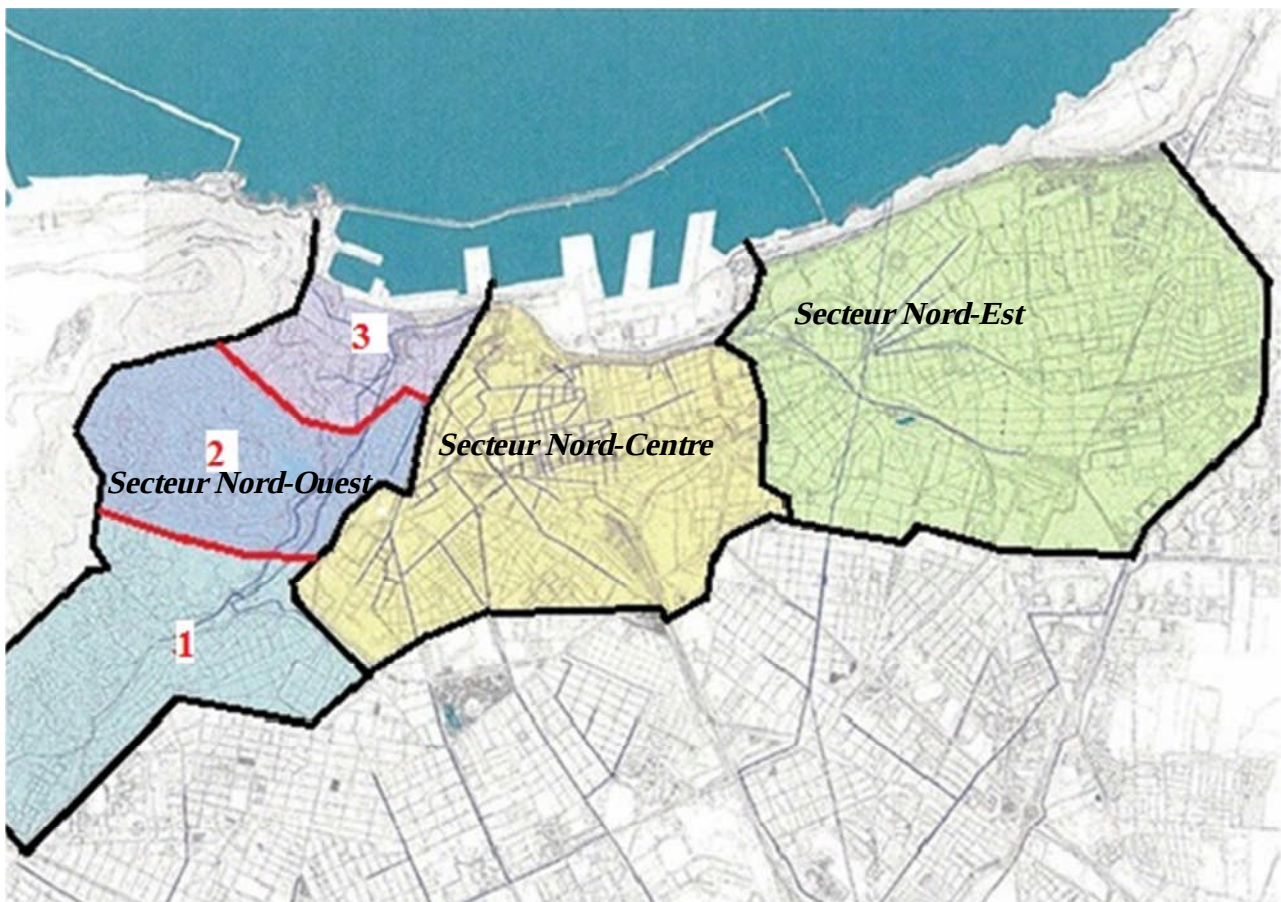


Figure III.2 : découpage hydrologique de la ville d'Oran.

Tableau III.3 : Estimation du coefficient de ruissellement en fonction de la densité

Bassin		Sous bassin	Superficie (ha)	2012			2039		
				Population (hab)	Densité (hab/ha)	C _r	Population (hab)	Densité (hab/ha)	C _r
Nord-Ouest	1	Sidi El Houari	10,62	3190	300	0,70	3650	344	0,70
		Saint Antoine	16,03	3801	237	0,61	4349	271	0,61
		Eckhmul	75,37	16398	218	0,60	18762	249	0,61
		Gazel	90,57	14318	158	0,35	16362	181	0,40
		Les Panteur	35,71	7080	198	0,43	8101	227	0,60
		Total	228,30	44787			51224		
	2	Centre-Ville	14,87	7963	536	0,80	9111	613	0,9
		Sidi El Houari	19,31	6758	350	0,70	7732	400	0,70
		Les Planteurs	114,35	22672	198	0,43	25940	227	0,60
		Total	148,53	37393			145231		
	3	Port/Pécherie	-----	4108			4700		
		Centre-Ville	14,22	7615	536	0,80	8712	613	0,90
		Sidi El Houari	28,50	8563	300	0,70	9797	344	0,70
		Les Planteurs	28,43	5637	198	0,43	6449	227	0,60
		Total	71,15	25923			29658		
	Total		447,98	108103			174889		
Nord-Centre	Port/Pécherie	-----	4108			4700			
	Miramar	100,02	25410	254	0,61	29073	291	0,62	
	Centre-Ville	19,14	10246	535	0,80	11723	612	0,90	
	Sidi El Houari	11,74	4698	400	0,70	5375	458	0,70	
	Bel Air	65,41	11123	170	0,41	12726	195	0,45	
	Lamur	254,41	23698	93	0,27	27114	107	0,30	
	Saint Antoine	21,44	5085	237	0,61	5818	271	0,61	
	Ville Nouvelle	47,81	10626	222	0,60	12158	254	0,61	
	Gare	68,96	14822	215	0,60	16959	246	0,61	
	Total	588,93	109816			125646			
Nord-Est	Miramar	13,60	34566	2542	0,90	39549	2908	0,90	
	Bel Air	30,08	5115	170	0,41	5852	195	0,45	
	Gambetta	123,07	13667	111	0,30	15637	127	0,32	
	Carteaux	96,26	10431	108	0,30	11934	124	0,32	
	Usto	110,04	12164	111	0,30	13918	126	0,32	
	Surpresseur	110,85	22591	204	0,60	25848	233	0,60	
	Saint Eugène	59,83	9523	159	0,30	10895	182	0,44	
	Total	543,73	108057			123633			
Total		1580,64	325976			424168			

III.5 : Evaluation des débits :

III.5.1 : Débits usés :

Le but principal de l'évaluation des débits des eaux usées est de connaître la quantité et la qualité des rejets liquides provenant des habitations et lieux d'activités.

Comme ces eaux ont une composition qui peut être source de maladies à transmission hydrique (fièvre typhoïde ; fièvre paratyphoïde ; dysenterie; diarrhées infectieuses), il faut les évacuer le plus tôt possible et par le moyen le plus sûr. D'où ressort l'utilité de l'évaluation de la quantité des eaux à traiter.

III.5.1.1 Nature des eaux usées à évacuer

La nature des matières polluantes contenues dans l'effluent dépend de l'origine de ces eaux usées. On distingue:

A / Eaux usées d'origine domestique

Ce sont les eaux qui trouvent leur origine à partir des habitations de l'agglomération. Elles sont constituées essentiellement d'eaux ménagères et d'eaux vannes.

- les eaux ménagères englobent les eaux de vaisselles, de lavage, de bain et de douche.
- les eaux vannes englobent les eaux provenant des sanitaires.

B / Eaux des services publics

Les eaux usées du service public proviennent essentiellement du lavage des espaces publics et pour éteindre les incendies. Ces eaux sont généralement chargées de matières grasses.

Les autres besoins publics seront pris en compte avec les besoins domestiques.

C /Eaux usées industrielles

Ces eaux proviennent de diverses usines .Elles contiennent des substances chimiques (acide, basique) et toxiques.

La quantité d'eaux évacuées par les industries dépend de plusieurs facteurs :

1. Nature de l'industrie : (Fabrications ou de transformations) ;
2. Procédé de fabrication utilisé ;
3. Taux de recyclage effectivement réalisé.

Mais à part la quantité à évacuer, il y a toujours certains paramètres à prendre en considération à savoir :

- Les eaux chaudes doivent avoir une température inférieure à 35°C

- Elles ne doivent pas contenir de matières corrosives, solides ou toxiques. Si non elles doivent subir un prétraitement à l'intérieur de l'unité industrielle.

D /Eaux claires parasites :

Les eaux claires parasites provenant des infiltrations lors de la présence d'une nappe phréatique ou d'événements pluvieux, peuvent résulter de défauts de joints, de fissures dans les canalisations, de mauvais branchements...etc.

III.5.1.2 Quantité des eaux à évacuer :

Après division de la superficie en sous bassins on doit évaluer :

- La quantité moyenne d'eau usée domestique rejetée par zone : le débit moyen d'eau usée rejeté est calculé à la base de 80% de la norme de consommation d'eau potable par habitant, prise forfaitairement, dans le cas où l'on ne dispose pas de données sur le régime de rejet de l'agglomération.
- La quantité maximale d'eau usée rejetée par zone (en cas de pointe) se détermine en évaluant le coefficient de pointe soit en absence de données, soit en fonction de la longueur de la conduite.
- La quantité minimale d'eau usée par zone qui permet d'apprécier la capacité d'auto curage.

III.5.1.3 Evaluation de la quantité d'eau usée domestique :

Concernant les eaux usées domestiques, on note $Q_{\text{moy,j}}$ le débit moyen journalier. Il correspond au débit qui est susceptible de circuler dans la canalisation à tout moment de la journée et qui est issu des activités domestiques.

Pour la ville d'Oran, la dotation moyenne journalière est de l'ordre de **200 l/hab/j** (D'après la DRE) et l'eau usée rejetée est de **80%** de la consommation totale.

III.5.1.3.1 Evaluation du débit moyen journalier :

Le débit moyen rejeté est calculé par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy,j}} = \frac{Q_{\text{max}} \times Q_{\text{min}}}{2} \quad (\text{l/s}) \quad (\text{III.2})$$

$Q_{moy, j}$: débit moyen rejeté quotidiennement en (l/s) ;

dot : dotation journalière prise égale à 200 l/hab/j ;

N : nombre d'habitant à l'horizon étudié.

C_{rj} : coefficient de rejet pris égal à 80% de la quantité d'eau potable consommée.

III.5.1.3.2 Evaluation du débit de pointe :

Comme la consommation, le rejet des eaux usées est aussi variable dans la journée, d'où

on est appelé à déterminer le débit de pointe qui est donné par la formule suivante :

$$Q_{pte} = K_{pte} \times Q_{moy, j} \quad (III.3)$$

Avec :

Q_{pte} : débit de pointe.(l/s) ;

K_{pte} : coefficient de pointe.

Pour estimer le coefficient de pointe K_p on a plusieurs méthodes, parmi lesquelles on a :

- Méthode liée à la position de la conduite dans le réseau.
- Le coefficient de pointe est estimé selon l'importance de la ville.
- Le coefficient de pointe est estimé à partir du débit moyen.

A. Estimé de façon moyenne :

$$K_p = 24/14 = 1,714$$

$$K_p = 24/10 = 2,4$$

B. Relié à la position de la conduite dans le réseau :

$K_p = 3$ en tête du réseau.

$K_p = 2$ à proximité de l'exutoire.

C. Calculé à partir du débit moyen journalier :

$$\begin{aligned} &= 1,5 + \frac{Q_{moy}}{2,8} && \text{si } Q_{moy} \geq 2,8 \text{ l/s} \\ &= 3 && \text{si } Q_{moy} < 2,8 \text{ l/s} \end{aligned} \quad (III.4)$$

Remarque :

Pour notre étude le coefficient de pointe K_p est estimé à partir du débit moyen journalier.

III.5.1.4 Evaluation du débit d'eaux parasites :

Il est généralement difficile d'estimer la valeur du débit, Q_{ecp} , provenant d'eaux claires parasites sans une inspection des conduites. Cependant il est possible de prendre un pourcentage qui est pris égale à 15% des eaux usées rejetées.

Les débits de pointe des eaux usées et les eaux parasites de la zone d'étude sont illustrés dans l'**annexe N°01 et 02**.

Remarque :

- Le débit final ($Q=0,45 \text{ m}^3/\text{s}$) correspond au débit de rejet au temps sec à Fort Lamoune (collecteur Ras El Ain).
- Le débit final ($Q=1,03 \text{ m}^3/\text{s}$) correspond au débit de rejet au temps sec à Cova De Lawa (collecteur Géant).

III.5.2 Débits pluviaux :

Toute étude de réseau d'assainissement nécessite non seulement la détermination du débit des eaux usées, mais aussi celui des eaux pluviales.

Le problème de l'évaluation des débits pluviaux dans les bassins versants a fait depuis longtemps l'objet de nombreuses études théoriques .cependant différents modèles pour l'évaluation de ces derniers ont été développés, dont :

❖ La méthode la plus ancienne et la plus utilisée, est la méthode dite rationnelle, dont la formule de base est très simple, mais elle devient très complexe a utilisée manuellement si on intègre tous les correctifs.

❖ La méthode superficielle dite de Caquot, elle permet de calculer en un certain nombre de points du système l'écoulement des débits maximaux pour un orage donné.

III.5.2.1 Méthode rationnelle :

Cette méthode dite rationnelle est plus ancienne que la méthode superficielle, elle a été mise au point au milieu du XIXe siècle. Elle utilise un modèle de transformation de la pluie, décrite par son intensité considérée comme uniforme dans le temps, en un débit

instantané maximal à l'exutoire. Elle peut être utilisée dans le cas de bassin versant urbanisés ou non.

III.5.2.1.1 Principe de calcul :

La méthode rationnelle consiste à estimer les débits à partir d'un découpage du sous bassin versant en secteurs A1, A2An, limités par des lignes isochrones telles que l'eau tombe sur le secteur A1 (respectivement A1,...An) au bout d'un temps Δt .

Si on considère une averse d'intensité constante i sur un secteur de superficie « A » ayant un coefficient de ruissellement pondéré C_r , le débit résultant du ruissellement s'exprime par la relation :

$$Q = C_r . i . A \quad (III.5)$$

Cependant, si on tient compte que l'intensité n'est pas uniforme ; il convient d'appliquer un coefficient de répartition de la pluie qui diminue lorsque l'on s'éloigne de l'épicentre.

On obtiendra alors la relation :

$$Q = \alpha . C_r . i . A \quad (III.6)$$

Avec :

Q : débit d'eau de ruissellement (pluviale) (l/s) ;

A : surface de l'aire d'influence (ha) ;

C_r : coefficient de ruissellement ;

i : intensité de précipitation (l/s/ha) ;

α : coefficient correcteur de l'intensité tenant compte de la distribution de la pluie dans l'espace, dont leur détermination est en fonction de l'allongement du bassin.

III.5.2.1.2 Hypothèses de la méthode rationnelle :

Trois hypothèses fondent la formule rationnelle :

• Hypothèse N°1 :

Le débit de pointe Q_p est observé à l'exutoire seulement si la durée de l'averse est supérieure au temps de concentration du bassin versant.

• **Hypothèse N°2 :**

Le débit de pointe est proportionnel à l'intensité moyenne maximum « i » sur une durée égale au temps de concentration du bassin versant.

• **Hypothèse N°3 :**

L'intensité et le débit qui en résulte ont la même période de retour « T », ceci suppose donc que le coefficient de ruissellement « Cr » du bassin versant soit constant.

III.5.2.2 Notion d'averses et d'intensités :

On désigne en général par "averse" un ensemble de pluies associé à une perturbation météorologique bien définie. La durée d'une averse peut donc varier de quelques minutes à une centaine d'heures et intéresser une superficie allant de quelques kilomètres carrés (orages) à quelques milliers (pluies cycloniques). On définit finalement une averse comme un épisode pluvieux continu, pouvant avoir plusieurs pointes d'intensité. L'intensité moyenne d'une averse s'exprime par le rapport entre la hauteur de pluie observée et la durée t de l'averse.

$$i_m = \frac{h}{t} \quad (\text{mm/h})$$

Où :

i_m : intensité moyenne de la pluie [mm/h, mm/min] ou ramenée à la surface [l/s.ha],

h : hauteur de pluie de l'averse [mm].

t : durée de l'averse [h ou min].

III.5.2.3 Notion de temps de retour :

Les projets d'assainissement sont souvent définis par rapport à une averse type associée aux fréquences probables d'apparition.

Lorsque l'on étudie des grandeurs comme les précipitations (caractérisées à la fois par leur hauteur et leur durée) ou les débits de crue d'un point de vue statistique, on cherche donc et, en règle générale, à déterminer par exemple la probabilité pour qu'une intensité i ne soit pas atteinte ou dépassée (i.e. soit inférieure ou égale à une valeur x_i).

III.5.2.4 Courbes IDF (intensité-durée-fréquence) :

III.5.2.4.1 Lois de pluviosité :

L'analyse des pluies a permis de définir deux lois générales de pluviosité qui peuvent s'exprimer de la manière suivante :

- Pour une même fréquence d'apparition - donc un même temps de retour - l'intensité d'une pluie est d'autant plus forte que sa durée est courte.
- Ou encore, en corollaire, à durée de pluie égale, une précipitation sera d'autant plus intense que sa fréquence d'apparition sera petite (donc que son temps de retour sera grand).

Ces lois permettant d'établir les relations entre les intensités, la durée et la fréquence d'apparition des pluies peuvent être représentées selon des courbes caractéristiques : on parle généralement de courbes Intensité-Durée-Fréquence (IDF). La notion de fréquence est en fait exprimée par la notion de temps de retour.

III.5.2.4.2 Utilisation des courbes IDF :

Les courbes IDF ne sont pas une fin en soi, mais sont construites dans un but bien précis. Elles permettent d'une part de synthétiser l'information pluviométrique au droit d'une station donnée et, d'autre part de calculer succinctement des débits de projet et d'estimer des débits de crue ainsi que de déterminer des pluies de projet utilisées en modélisation hydrologique.

III.5.2.4.3 Construction de courbes IDF :

Les courbes IDF sont établies sur la base de l'analyse d'averses enregistrées à une station au cours d'une longue période. Les courbes obtenues peuvent donc être construites de manière analytique ou statistique.

Montana suggère une formulation plus simple :

$$= - \quad \textbf{(III.8)}$$

Avec :

i: intensité maximale de la pluie [mm/h],

t: durée de la pluie [minutes ou heures],

b: exposant climatique de la région d'étude ,b=0,325 pour notre région

Remarque :

La courbe IDF de la région d'étude nous a été fourni par l'Agence Nationale des ressources hydraulique (ANRH) d'Oran avec un tableau récapitulatif des différentes valeurs de l'intensité en fonction des périodes de retour. (Tableau III.6).

La station d'Oran est prise comme station de référence, son identification est présentée dans le tableau III.4.

Tableau III.4 : Identification de la station d'Oran.

Nom	Code	X (Km)	Y (Km)	Z (Km)
Oran	040438	198,7	272,6	126

Tableau III.5 : Intensités pour différents périodes de retour.

I(t, T)	2 Ans	5 Ans	10 Ans	20 Ans	50 Ans
0,25	21,6	29,9	35,3	40,3	46,8
0,5	17,2	23,9	28,2	32,2	37,4
1	13,8	19,0	22,5	25,7	29,8
2	11,0	15,2	18,0	20,5	23,8
3	9,6	13,3	15,7	18,0	20,9
6	7,7	10,6	12,6	14,4	16,7
12	6,1	8,5	10,0	11,4	13,3
24	4,9	6,8	8,0	9,1	10,6

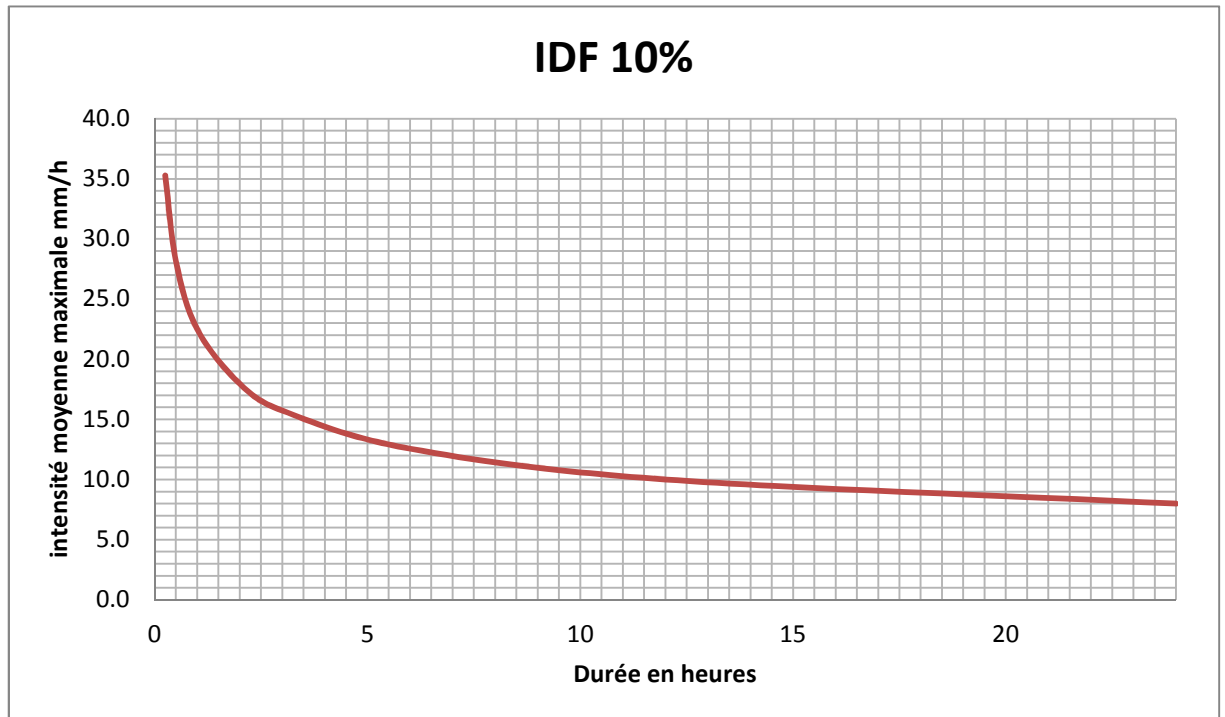


Figure III.3 Courbes Intensité Durée Fréquence

D'après le Tableau III.5 et la figure III.3 :

$I=35,3$ mm/h d'où le débit spécifique est :

$$I = \frac{35,3 \times 10000}{3600} = 98 \text{ l s.ha}$$

III.5.2.5 : Temps de concentration :

C'est une caractéristique du bassin, définie comme étant le temps mis par la goutte de pluie tombée du point le plus éloigné de bassin, en durée d'écoulement pour arriver à l'exutoire.

$$T_c = t_1 + t_2 + t_3 \quad (\text{III.8})$$

Avec :

$t_1 = \text{---}$: C'est le temps mis par l'eau pour s'écouler dans les conduites. (min)

t_2 : Temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement on l'estime compris entre 2 et 20 minute.

$t_3 = \frac{\text{---}}{\sqrt{\text{---}}}$: Temps de ruissellement sur un parcours ne comportant pas de canalisation. (Min)

Ou :

L : Longueur de la conduite (m).

v : Vitesse d'écoulement de l'eau dans la conduite. (m/s).

I : Pente moyenne du chemin parcourus par l'eau (m).

La méthode adoptée pour l'évaluation du débit pluvial pour la Ville d'Oran est la méthode rationnelle.

Remarque :

Les résultats de calcul des débits pluviaux pour la Ville d'Oran sont résumés dans les annexes N°03 et 04.

Remarque :

- Il faut noter l'existence de deux déversoirs situés au niveau du collecteur Ras El Ain déversant un débit total de $12 \text{ m}^3/\text{s}$ d'après le diagnostic effectué par Safege (Société Anonyme Française d'Études de Gestion et d'Entreprises) en 2007.
- Il faut noter l'existence de trois déversoirs situés au niveau du collecteur Géant et Ravin Blanc déversant un débit total de $25 \text{ m}^3/\text{s}$ d'après le diagnostic effectué par Safege (Société Anonyme Française d'Étude de Gestion et d'Entreprises) en 2007.

Conclusion :

Pour notre zone d'étude on a fixé les choix suivants :

- ✓ Horizon de calcul a été fixé à 2029.
- ✓ Suite à la délimitation des sous bassins pour l'évacuation des eaux pluviales, on a (03) bassins (Nord-Est, Nord-Centre, Nord-Ouest) dont le nombre total des sous bassin est (28).
- ✓ le coefficient de ruissellement a été déterminé selon la densité de la population.

En fin de chapitre, on a déterminé les surfaces des sous bassins et leurs coefficients de ruissellements ainsi que le nombre d'habitants ce qui nous a permet d'évaluer les débits usées et pluviaux pour chaque sous bassin, ces résultats vont être utilisé comme base du calcul hydraulique dans le chapitre qui suit.

Chapitre IV

Calcul hydraulique

Introduction :

Après avoir déterminé les débits correspondants aux différents collecteurs, cette phase a pour objet le dimensionnement des différents ouvrages constituant le système de la variante choisie.

IV.1 Description des variantes proposées :

IV.1.2 Introduction :

Dans cette étude, on a défini 5 variantes différentes, chacune d'elles formée d'un ensemble de structures (émissaires sous-marins, stations d'épuration, stations de pompage) qui permettront d'éviter les rejets du réseau d'assainissement directement dans la ligne de la côte. Concrètement, on a prévu deux émissaires sous-marins, deux stations d'épuration et 7 stations de pompage. De la combinaison de chacune de ces infrastructures naissent les différentes alternatives.

IV.1.2 variantes d'aménagements :

-Variante N°1 : Elle est basée sur l'idée d'éloigner de la côte les rejets du réseau d'assainissement. Il faut pour cela construire un émissaire sous-marin au niveau de chacun des points de rejet principaux, de part et d'autre du port (Fort Lamoune et Cova De Lawa). Les émissaires ont une longueur suffisante d'environ 1.500 m pour que le rejet n'ait pas d'influence sur la qualité des eaux de la côte. Avant chaque émissaire, il est nécessaire de procéder à un prétraitement et à implanter une station de pompage de tête. **(Figure IV.1)**

-Variante N°2: Il s'agit de construire deux stations d'épuration, une en chacun des points de rejet: Fort Lamoune et Cova de Lawa. la seconde sera conçue sous terre, sous le parc de la falaise, car on estime qu'elle n'aurait pas d'espace dans le port; de même, cela n'aurait aucun sens de la transférer plus vers le Nord-est parce qu'il faudrait un pompage intermédiaire donc supplémentaire). **(Figure IV.2)**

-Variante N°3: Elle cherche à minimiser la construction de stations d'épuration. On réunit pour cela les rejets dans la zone de Cova de Lawa où l'on construirait une seule station d'épuration. Il faut exécuter deux stations de pompage pour acheminer les rejets de Fort Lamoune à ce point. **(Figure IV.3)**

-Variante N°4: Dans cette variante, on résout de manière indépendante chacun des secteurs en acheminant les eaux vers le réseau existant de la partie sud de la ville par :

- L'implantation d'une station de pompage au niveau de Ras El Ain pour refouler les eaux drainées par le collecteur Ras El Ain.
- L'implantation d'une station de pompage au niveau du pont Zabana pour refouler les eaux provenant de l'ovoïde Géant.
- Une 3^{ème} station au niveau de Gambetta pour refouler les eaux drainées par le collecteur Ravin Blanc. (**Figure IV.4**)

-Variante N°5: Il s'agit d'exploiter les ouvrages existants soient :

- ✓ L'ovoïde géant comme un intercepteur des effluents du secteur Nord-Ouest.
- ✓ La galerie Petit Lac comme un moyen de refoulement du débit total. (**Figure IV.5**)

Remarque :

Les variantes 1 ,2 et 3 ont été proposées par SOGREAH alors que la variante 4 a été proposée par SEOR .Notre proposition est donnée par la variante 5.

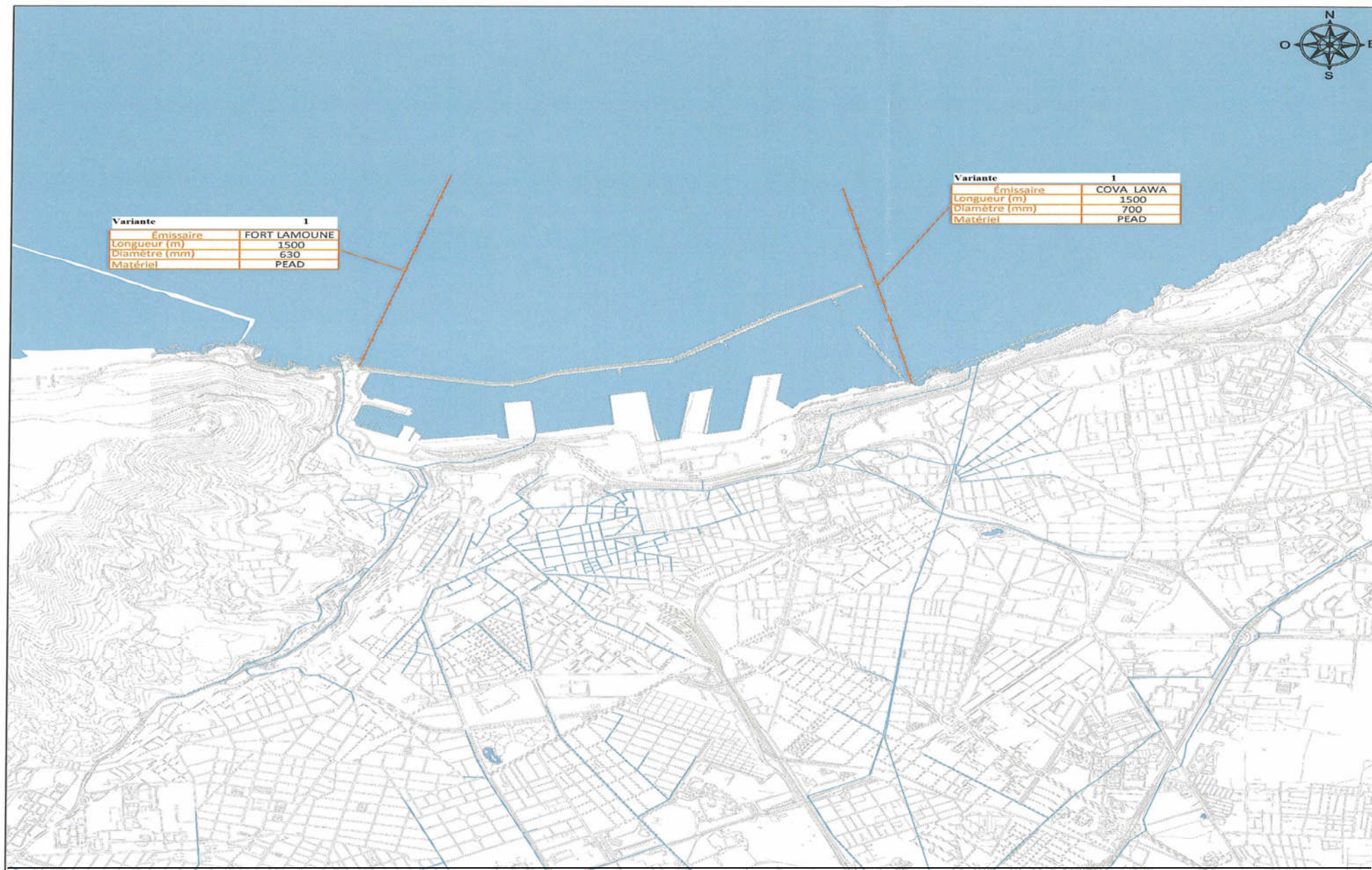


Figure IV.1 : Schéma de la variante 1 (émissaire en mer).

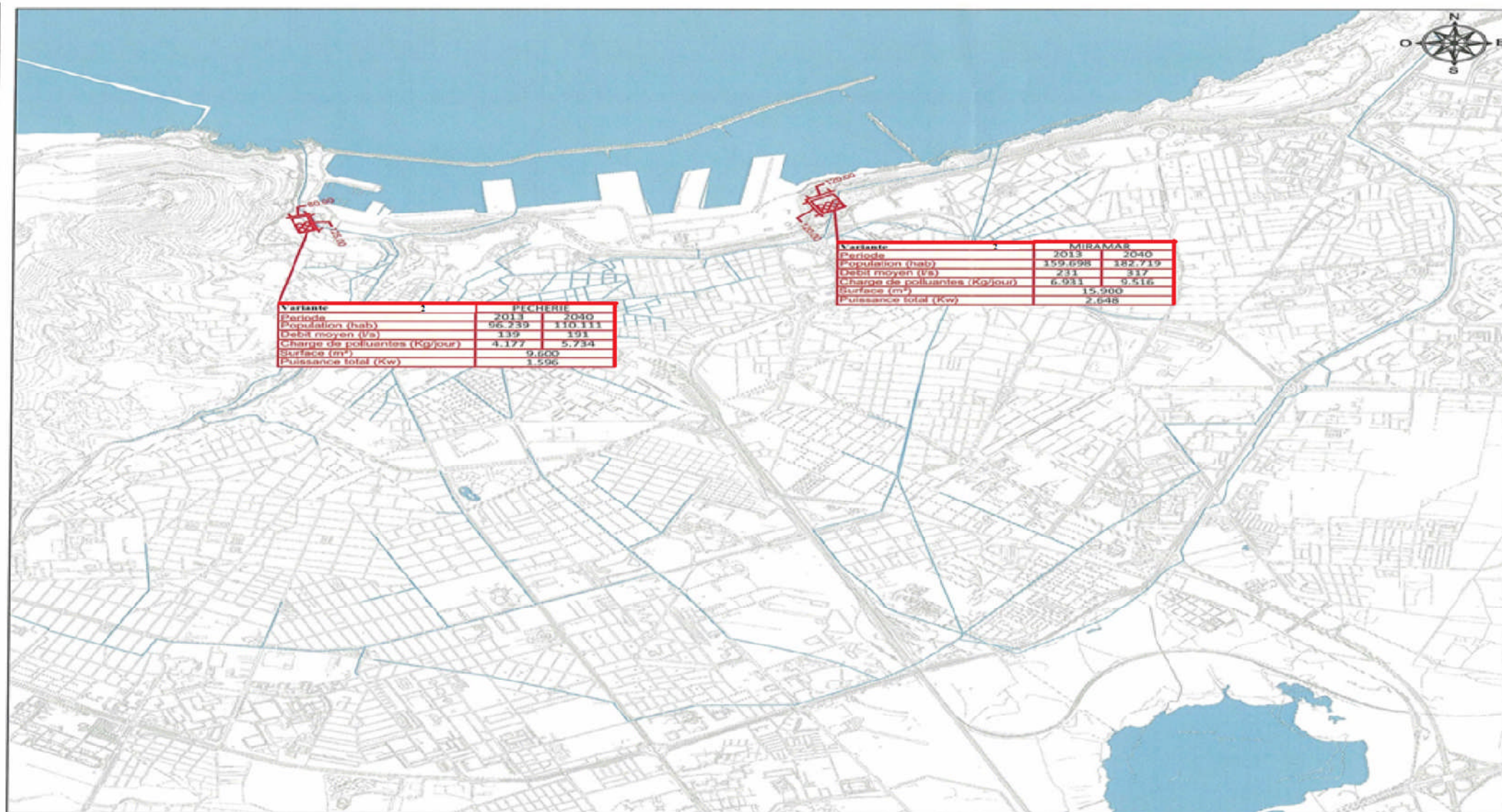


Figure IV.2 : Schéma de la variante 2.

Chapitre IV

Calcul hydraulique

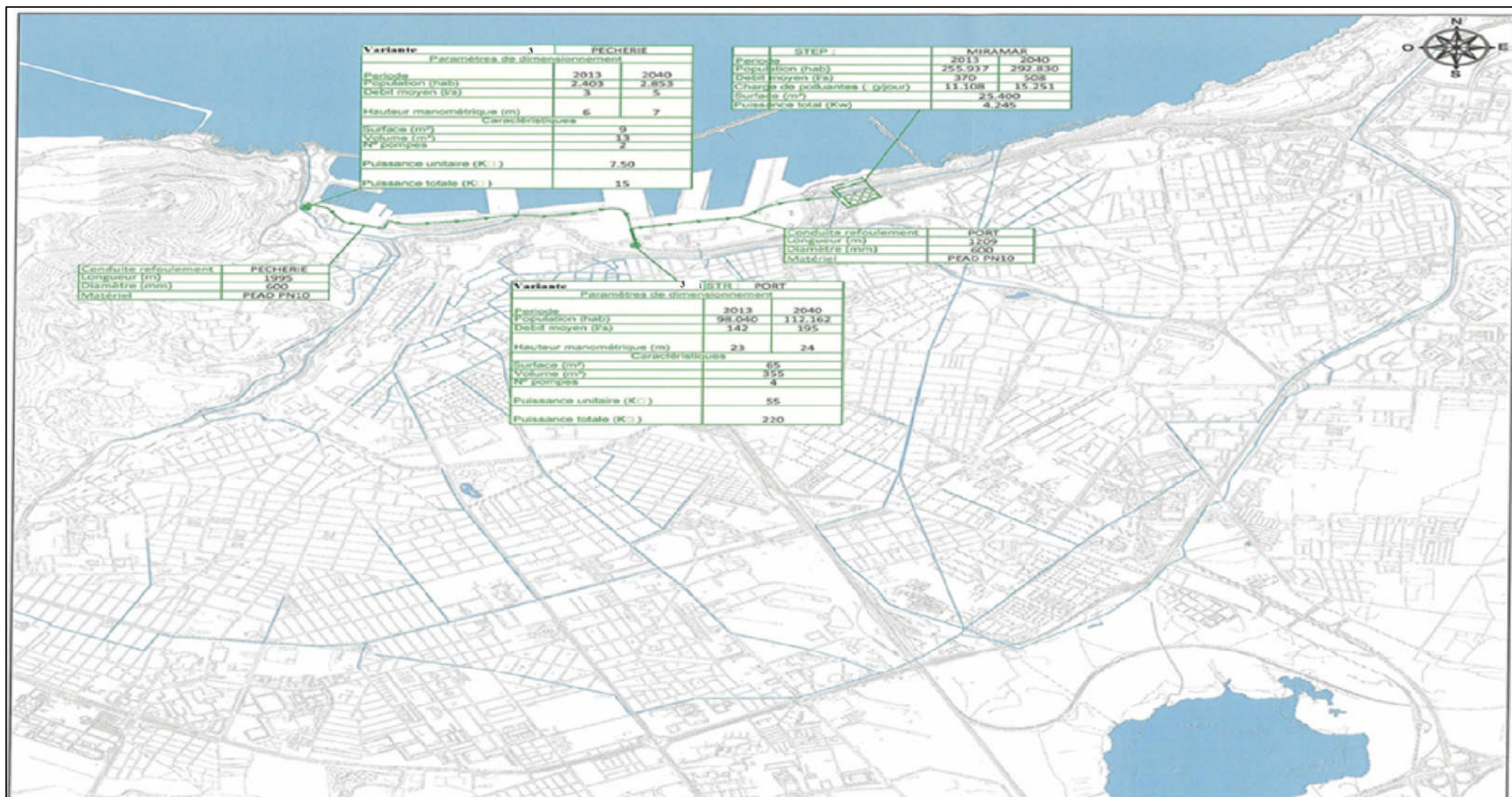


Figure IV.3 : Schéma de la variante 3.

Chapitre IV

Calcul hydraulique

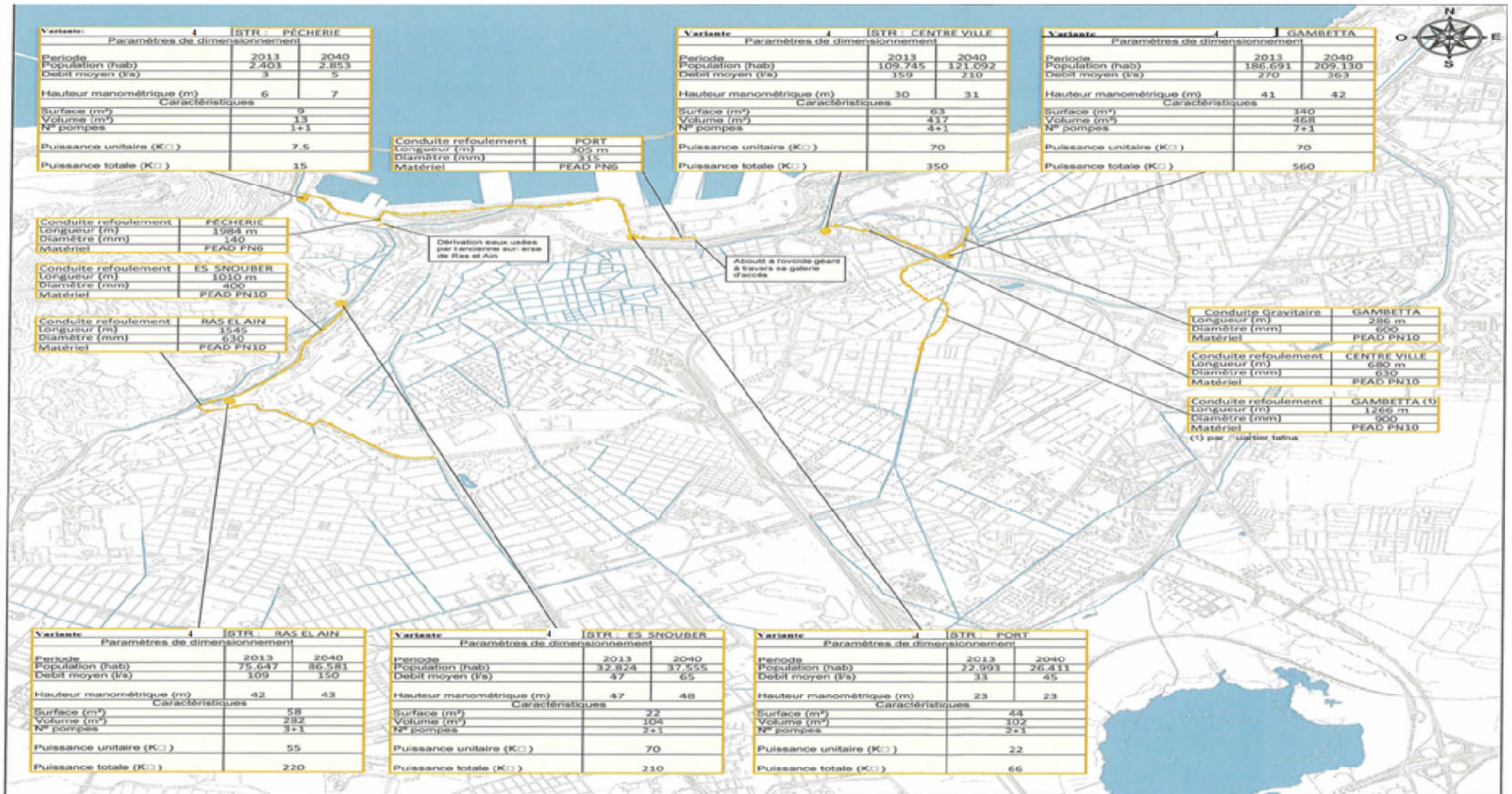


Figure IV.4 : Schéma de la variante 4.

VI.1.3 Critique des variantes proposées :

Les solutions basées sur de nouvelles STEP (**Variantes 2 et 3**) sont beaucoup plus chères à l'investissement initial et aussi pour les coûts d'opération annuels, et présentent de grands problèmes d'emplacement. En plus, la STR de Petit Lac et la STEP de Kharma sont déjà prêtes à recevoir ces débits. La solution d'émissaires longs (**Variante 1**) ne fait que diluer la pollution, le volume rejeté serait exactement le même qu'aujourd'hui.

Le reste de variantes de tracé des conduites de refoulement (tranchée su train, la galerie du 3ème Bd (galerie chinoise), la route Mimoum Lahcen, etc.), présentent d'autres difficultés (constructives, d'autorisation, de trafic, ...). Le tracé du quartier Tafna semble le moins encombrant.

Alternativement, une petite variante d'hybridation avec la **variante 4** sur l'axe de Ras el Ain et Ravin Blanc pourrait être envisagée si le refoulement par Sidi Houari n'étaient pas considérés un problème.

Notre variante retenue **Variante 6** (refoulement par la galerie Petit Lac) est plus optimisée économiquement et point de vue tracé car la galerie représente un chemin libéré pour la pose des conduites de refoulement et en même temps une protection pour ces dernières.

IV.1.4 Description de la variante retenue :

Cette variante consiste à projeter un déversoir d'orage au niveau de (la Pêcherie), pour partager les eaux proviennent du collecteur Ras El Ain par temps de pluie et achemine la fraction qui représente le débit de pointe par temps sec le plus gravitairement possible vers la station de pompage du (port) qui va refouler ce débit vers l'ovoïde géant à travers sa galerie d'accès au niveau de (Rue du port) puis jusqu'à l'ouvrage d'interception sous les falaise qui sera équipé d'un déversoir qui va permettre l'évacuation du surplus par temps de pluie et une chambre de pompe plus une bêche d'aspiration. Le refoulement se fait au moyen d'une conduite en PRV.

IV.2 Calcul hydraulique :

IV.2.1 Conduite de refoulement :

Dans cette partie, nous examinerons les conditions dans lesquelles devra être établie cette canalisation, tout d'abord du point de vue technique, puis de point de vue économique, ces deux aspects étant, en fait, liés entre eux.

IV.2.1.1 Choix du tracé :

Le choix du tracé doit être fait en fonction de plusieurs critères topographiques et géologiques :

- ✓ Respecter les impératifs du profil en long avec le moins possible de surprofondeurs.
- ✓ Plan d'urbanisation (situation et importance des constructions).
- ✓ Doit être le plus court possible.
- ✓ Doit présenter le strict minimum de détours (ouvrages des singularités : traversée de rivières, routes importantes, chemin de fer etc...)
- ✓ Suivre les accotements des routes pour faciliter l'acheminement du matériel pendant la réalisation (terrassement) et la gestion (accès facile aux regards de visite).
- ✓ Eviter dans la mesure du possible la traversée des massifs boisés.
- ✓ Certains terrains accidentés nous obligent à avoir un tracé où le refoulement sera du type mixte (refoulement – gravitaire). Dans ce cas nous devons toujours raccourcir le tronçon de refoulement s'il y a lieu

Dans notre projet, on n'a pas plusieurs variantes du tracé. La seule possibilité c'est le refoulement à travers la galerie d'accès qui situe au niveau de la route du port pour atteindre l'ovoïde géant.

Dans ce projet, on établit deux conduites de refoulement :

- A partir de la station de pompage de port jusqu'à l'ovoïde géant sur une longueur de
- A partir de l'ouvrage d'interception sous les falaises jusqu'à la cheminée Petit Lac sur une longueur de

IV.2.1.2 Choix du matériau de la conduite :

Le choix entre les différents types de matériaux des tuyaux est basé sur des critères techniques à savoir : le diamètre, la pression de service, les conditions de pose et sur des

critères économiques qui englobent le prix, la fourniture et le transport. Le choix aussi doit répondre aux trois points :

- ✓ Résistance aux actions chimiques du sol.
- ✓ Bonne étanchéité (fuites d'eaux usées augmentant l'agressivité du terrain
- ✓ Résistance aux actions mécaniques dues aux charges externes.

Et lorsque notre sol n'est pas agressif notre choix de matériau pour la partie de refoulement est orienté vers les tuyaux en Acier et vers le béton pour la partie gravitaire.

Les tuyaux en acier sont caractérisés par :

- La légèreté
- Bonne résistance aux contraintes (choc et écrasement)
- La corrosion est leur principal inconvénient.

Pour notre projet, les conduites en PRV sont retenues.

IV.2.1.2.1 Conduite en PRV :

Les tuyaux d'assainissement sont des tubes en polyester renforcé de fibre de verre (PRV) qui peuvent être meilleurs que les conduites actuellement proposées.

Les conduites en PRV sont généralement choisies grâce à leurs facilités d'installation et leurs très longue durée de vie, même en présence de fluides agressifs (**Figure IV.6**).

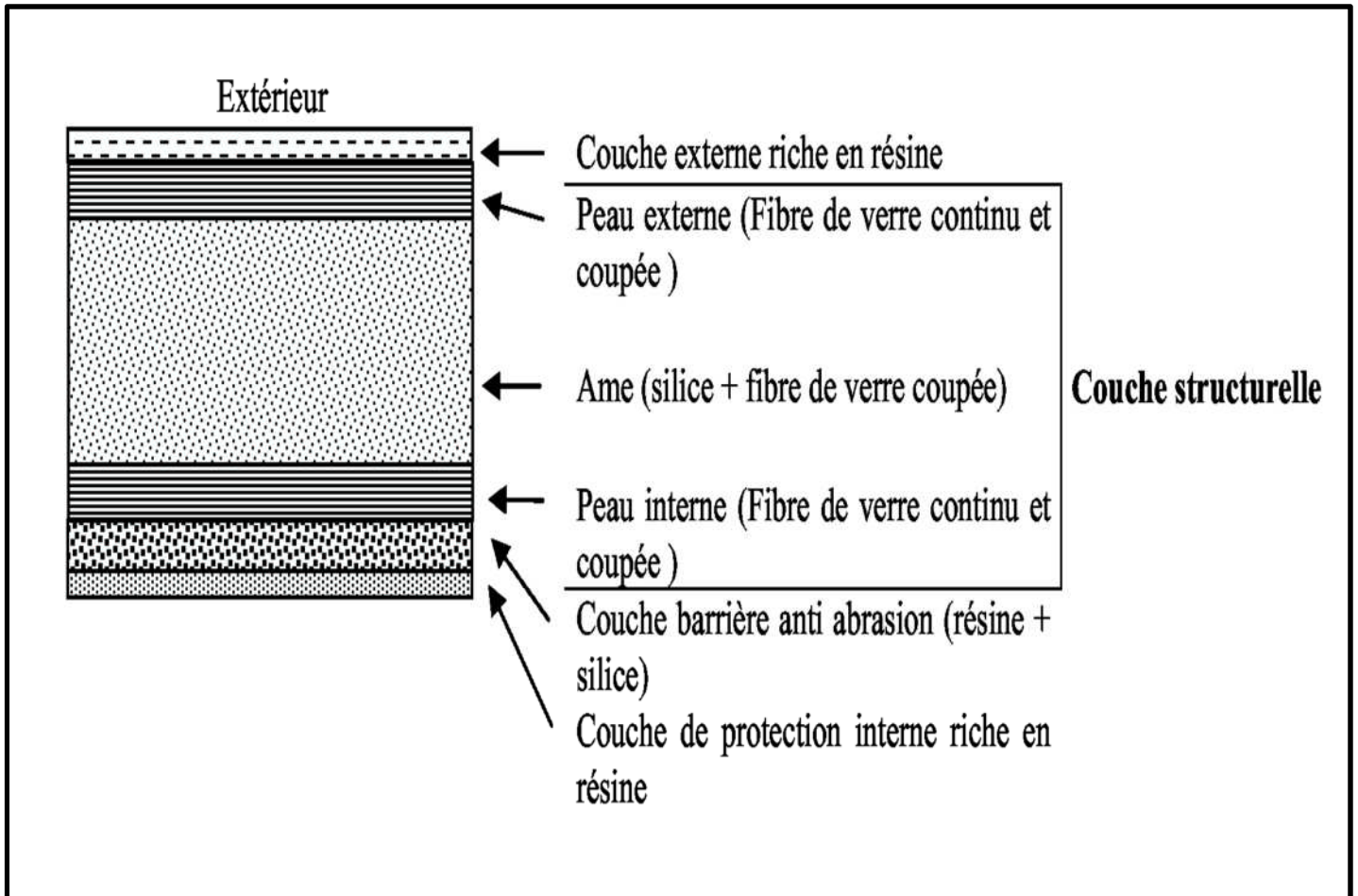


Figure IV.6 : structure de la conduite en PRV.

Comme expliqué précédemment, les matières premières qui sont la fibre de verre continue et coupée, les charges minérales et la résine sont déposées sur la première partie de mandrin, la résine est alors à l'état liquide. Avant de passer sous le four de polymérisation, nous ajoutons un voile de surface qui va permettre de maintenir la structure du tuyau.

La polymérisation a lieu en une seule et même étape afin d'avoir un matériau homogène. De plus, le choix des matières premières évite tout risque d'osmose dans le tuyau.

IV.2.1.2.2 Avantages des tuyaux en PRV :

1. Résistance chimique :

L'insensibilité des tuyaux en PRV vis-à-vis de l'H₂S, des mercaptans, de l'ammoniac, ... présents dans un effluent d'assainissement urbain, et leur résistance à des pH acide et basique sont dues à la stabilité des résines polyester utilisée dans la fabrication de nos canalisations.

Ces tuyaux supportent une plage de pH de 1 à 10.

2. Résistance thermique :

La température maximale admissible par les résines Polyester utilisées dans la fabrication de nos tuyaux est de 40°C.

3. Résistance à l'abrasion :

La structure intérieure du tuyau PRV (liner intérieur), est constituée d'une première épaisseur de résine pure puis d'une couche barrière constituée d'un mélange de résine, fibre de verre coupée et silice. L'épaisseur totale est d'environ 1.2mm. Cette structure présente l'avantage d'avoir une très grande résistance à l'abrasion et à l'hydro curage.

Les essais d'abrasion qui ont été réalisés selon l'essai de Darmstadt montrent une abrasion à 50ans de 0.42 mm.

4. Etanchéité :

Le système de manchonnage en PRV avec double emboîtement à joint EPDM a été testé et qualifié pour assurer une parfaite étanchéité à l'eau et à l'air.

5. Poids des tuyaux :

Le PRV est environ 10 fois plus léger qu'un tuyau béton, 4 à 5 fois plus léger qu'un tuyau Fonte à diamètre et caractéristiques mécaniques équivalentes. (Voir tableau IV.1).

- Le seul inconvénient des conduite en PRV est le cout élevé du mètre linéaire.

IV.2.1.2.3 Les joints des conduites en PRV:

-Assemblage des tubes en PRV :

Les sections des tuyaux sont généralement jointes à l'aide des manchons PRV.

Les tuyaux et les raccords peuvent être fournis séparément ou avec le manchon installé à une extrémité.

Les manchons présentent un joint d'étanchéité en élastomère installé dans une rainure usinée avec précision à chaque extrémité du raccord. La profondeur du raccord est clairement indiquée à chaque extrémité d'un tuyau.

Parmi les autres systèmes de raccord possibles, citons les raccords laminés et à brides.

Nous proposons également des raccords avec des systèmes d'emboîtement tels que des raccords verrouillés et collés.

Tableau IV.1 : Dimension des tuyaux en PRV

Diamètre (mm)	Epaisseur (mm)	Poids/ ML (Kg)	Prix ml (DA)
150	4.7	5	2640
200	5.3	8	3060
250	6.4	12	3780
300	7	17	4800
400	7.5	21	7500
500	8.3	25	10860
600	8.8	36	10920
700	11.2	36	13080
800	12.6	61	15660
900	14.1	77	18480
1000	15.6	94	21840
1200	18.5	134	30360
1300	20	157	38490
1400	21.4	181	49560

Source : SEOR (société des eaux et d'assainissement d'Oran)

IV.2.1.3 Diamètre économique de la conduite :

IV.2.1.3.1 Conditions économiques :

L'étude consiste à la détermination du diamètre économique de la conduite reliant la station de relevage au regard (B).

Nous savons que les investissements sont proportionnels aux diamètres, mais l'énergie consommée pour un même débit avec des différents diamètres est inversement proportionnelle. Notre but consiste à la détermination du diamètre qui engendre des frais moindres. Ce qu'on appelle le diamètre économique.

Il existe un diamètre résultant d'un compromis entre les deux paramètres :

- Les frais d'exploitation qui décroissent quand le diamètre augmente par suite de la diminution des pertes de charge
- Les frais d'amortissement de la conduite qui augmentent avec le diamètre de la canalisation.

IV.2.1.3.2 Calcul du diamètre:

Pour le calcul du diamètre économique des conduites de refoulement, on utilise en Première approximation les deux formules approchées de BRESS et de BONNIN:

-Formule de BONNIN :

= —

IV.1

Avec : Q débit à élever en m³/s.

Tableau IV.2 : Valeurs des diamètres par la formule de BONNIN.

	Refoulement (port-ovoïde géant)	Refoulement (Cova De Lawa-Petit Lac)
D BONNIN (mm)	D _c =671 ; D _N =700	D _c =1216 ; D _N =1300

A partir de ces diamètres déterminés, on choisit une gamme de diamètres parmi lesquels on optera pour celui qui présentera les frais les moins élevés.

A/ conduite de refoulement (Port - Ovoïde Géant) :

- **Frais d'amortissement :**

Ils augmentent avec le diamètre de la canalisation. On doit tenir compte de l'annuité (A) d'amortissement, qui amortit un capital investi au taux « i » pour une période en principe égale à la durée de vie du matériel.

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad \text{IV.2}$$

Avec :

A : annuité annuelle ;

i : Taux d'annuité ; i = 8 % ;

n : Durée de l'amortissement de la conduite, n = 27 ans.

Tableau IV.3 : Frais d'amortissement (refoulement port-ovoïde géant).

Diamètre	Prix au ML de la conduite	Longueur de la conduite	Prix de la conduite	Annuité total	Frais d'amortissement
mm	DA	m	DA		DA
150	2640	1729,44	4565721,60	0,09	410914,94
200	3060	1729,44	5292086,40	0,09	476287,78
250	3780	1729,44	6537283,20	0,09	588355,49
300	4800	1729,44	8301312,00	0,09	747118,08
400	7500	1729,44	12970800,00	0,09	1167372,00
500	10860	1729,44	18781718,40	0,09	1690354,66
600	10920	1729,44	18885484,80	0,09	1699693,63
700	13080	1729,44	22621075,20	0,09	2035896,77
800	15660	1729,44	27083030,40	0,09	2437472,74

• **Frais d'exploitation :**

Il faut d'abord déterminer les pertes de charges (ΔH) engendrées dans les canalisations $D_1, D_2, \dots, D_n$. Connaissant la hauteur géométrique (H_g), on peut déterminer les hauteurs manométriques (H_{mt}) correspondant à chaque canalisation $D_1, D_2, \dots, D_n$.

➤ **Hauteur manométrique totale :**

La hauteur manométrique totale sera calculée de la manière suivante :

$$= \quad + \sum \Delta h \quad \text{IV.3}$$

Avec :

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

- **Refoulement (Port-Ovoïde Géant) :** $H_g = 18 - (-2) = 20\text{m}$

- **Refoulement (Cova De Lawa-Petit Lac) :** $H_g = 45 - (-2) = 47\text{m}$

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

➤ **Le gradient de perte de charge :**

Le gradient de perte de charge de la tuyauterie en PRV est calculé par la formule suivante :

$$\sum h_p = \frac{8 \lambda L Q^2}{\pi^2 g D^5} \quad \text{IV.4}$$

Avec :

$$= (1,74 + 2 \quad \text{—}) \Rightarrow = \left(\frac{\quad}{\quad} \right) \quad \text{IV.5}$$

K : coefficient de rugosité équivalente de la paroi prise égale à 0.029 mm pour le PRV.

D : diamètre de la conduite en (mm).

Et
$$\sum h = (5 \div 10)\% \sum h \quad \text{IV.6}$$

➤ **Puissance de pompage :**

$$= \frac{\times \times \times}{\quad} \quad \text{IV.7}$$

Avec :

P : puissance absorbée par la pompe (Kw) ;

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

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

Q : Débit à refouler (m³/s) ;

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

➤ **Energie consommée par le pompage :**

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

$$E = P \times n \times t \times 365$$

IV.8

Avec :

E : énergie consommée pendant une année (Kwh) ;

P : puissance de pompage (Kw) ;

n : nombre de pompes.

t : temps de pompage par jour (h). (t = 18 h)

➤ **Dépense annuelle de l'énergie :**

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

$$K = \delta * E$$

IV.9

Avec :

K : Dépenses annuelles d'énergie (DA) ;

E : Energie consommée par année (Kw) ;

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

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

Périodes	Horaires	Nombre d'heure	Prix du KWh d'énergie
		(h)	(DA)
Heures pleines	6 à 17h et 21 à 22h30	12,5	0,933
Heures de pointes	17 à 21h	4	4,514
Heures creuses	22h30 à 6h	7,5	0,403

Source SONALGAZ(2012)

Vu la variation journalière des tarifs du KWh d'énergie, on recommande un régime de fonctionnement des stations de 18h/24.

Le prix moyen du KWh pendant les 18 heures de pompage est tel que :

$$= \frac{, \times , + , \times , + \times ,}{,} \Rightarrow = ,$$

Tableau IV.5 : Consommation en KWh et Frais d'exploitation (Port-Ovoïde Géant).

Diametre			H _{mt}	P _t	E _a	F _{exp}
(mm)		(m)	(m)	(KW)	(KWh)	(DA)
150	0,0028	1128,139	1148,139	7240,65442	47571099,53	43289700,58
200	0,0027	252,082	272,082	1715,86815	11273253,72	10258660,89
250	0,0025	78,932	98,932	623,909781	4099087,26	3730169,41
300	0,0024	30,588	50,588	319,028493	2096017,20	1907375,65
400	0,0023	6,863	26,863	169,407619	1113008,05	1012837,33
500	0,0022	2,155	22,155	139,720828	917965,84	835348,92
600	0,0021	0,837	20,837	131,408246	863352,18	785650,48
700	0,0021	0,377	20,377	128,503069	844265,16	768281,30
800	0,0020	0,189	20,189	127,317333	836474,88	761192,14

Après avoir calculé les frais d'amortissement et ceux d'exploitations, on calcule la somme de ces derniers qui sert par la suite de tracer la courbe d'optimisation par laquelle on va tirer le diamètre le plus économique qui correspond au total le plus faible.

Tableau IV.7 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation (Port-Ovoïde Géant).

Diamètre	Amortissement	Exploitation	Total
(mm)	(DA)	(DA)	(DA)
150	410914,94	43289700,58	43700615,52
200	476287,78	10258660,89	10734948,67
250	588355,49	3730169,41	4318524,90
300	747118,08	1907375,65	2654493,73
400	1167372,00	1012837,33	2180209,33
500	1690354,70	835348,92	2525703,58
600	1699693,60	785650,48	2485344,11
700	2035896,80	768281,30	2804178,07
800	2437472,70	761192,14	3198664,88

À partir de ce tableau on va représenter graphiquement les résultats obtenu lors du calcul du bilan, et on aura ainsi une courbe d'optimisation.

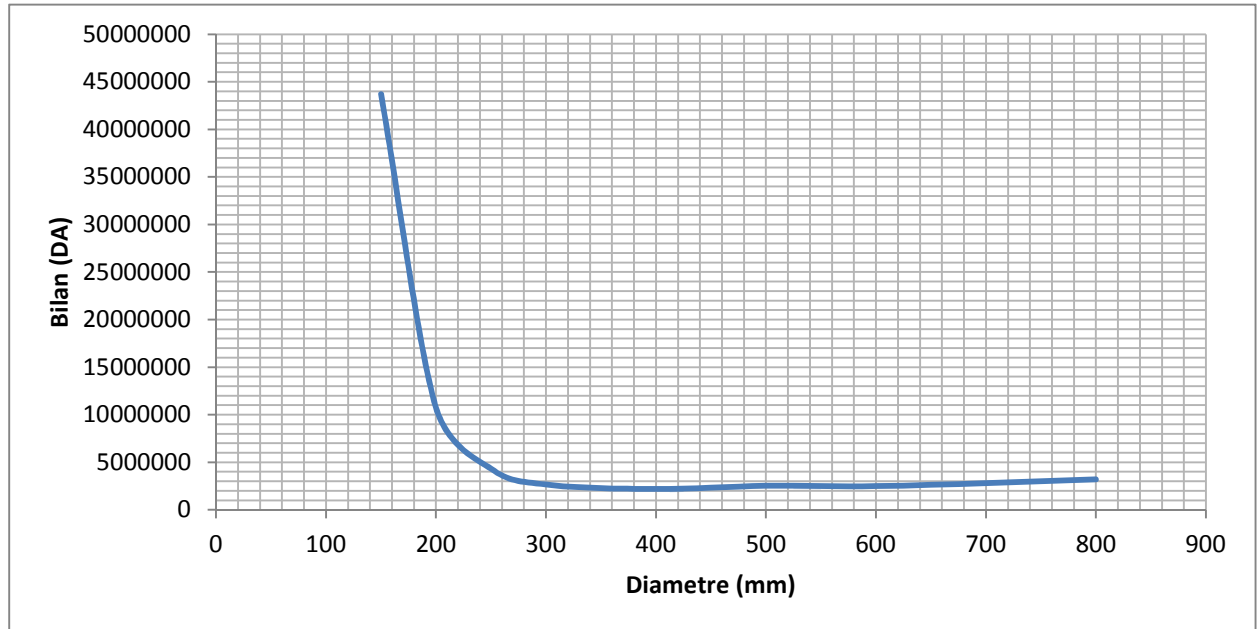


Figure IV.9 : Bilan des frais d'investissement et de l'exploitation (Port – ovoïde Géant).

B/ conduite de refoulement (Cova De Lawa – Petit Lac) :

- **Frais d'amortissement :**

Les résultats du calcul sont représentés dans le **Tableau IV.4** :

Tableau IV.4 : Frais d'amortissement (refoulement Cova De Lawa-Petit Lac).

Diamètre	Prix au ML de la conduite	Longueur de la conduite	Prix de la conduite	Annuité total	Frais d'amortissement
mm	DA	m	DA		DA
300	4800	4294,04	20611392,00	0,09	1855025,28
400	7500	4294,04	32205300,00	0,09	2898477,00
500	10860	4294,04	46633274,40	0,09	4196994,696
600	10920	4294,04	46890916,80	0,09	4220182,512
700	13080	4294,04	56166043,20	0,09	5054943,888
800	15660	4294,04	67244666,40	0,09	6052019,976
900	18480	4294,04	79353859,20	0,09	7141847,328
1000	21840	4294,04	93781833,60	0,09	8440365,024
1200	30360	4294,04	130367054,40	0,09	11733034,9

• **Frais d'exploitation :**

Les résultats du calcul sont représentés dans le **Tableau IV.5 :**

Tableau IV.6 : Consommation en KWh et Frais d'exploitation (Cova De Lawa-Petit Lac).

Diamètre			H _{mt}	P _t	E _a	F _{exp}
(mm)		(m)	(m)	(KW)	(KWh)	(DA)
300	0,0028	895,49	942,49	19548,3197	513729843	467494156,71
400	0,0026	197,32	244,32	5067,47602	133173270	121187675,59
500	0,0022	57,885	104,89	2175,53847	57173151,1	52027567,50
600	0,0021	22,484	69,48	1441,09461	37871966,2	34463489,28
700	0,0021	10,112	57,11	1184,52667	31129360,9	28327718,37
800	0,0020	5,063	52,06	1079,7839	28376720,8	25822815,94
900	0,0020	2,751	49,75	1031,87186	27117592,4	24677009,09
1000	0,0020	1,594	48,59	1007,81213	26485302,8	24101625,56
1200	0,0019	0,620	47,62	987,693223	25956577,9	23620485,89

Après avoir calculé les frais d'amortissement et ceux d'exploitations, on calcule la somme de ces derniers qui sert par la suite de tracer la courbe d'optimisation par laquelle on va tirer le diamètre le plus économique qui correspond au total le plus faible. (**Tableau IV.8**)

Tableau IV.8 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation (Cova De Lawa-Petit Lac).

Diamètre	Amortissement	Exploitation	Totaux
(mm)	(DA)	(DA)	(DA)
300	1855025,28	467494156,71	469349181,99
400	2898477,00	121187675,59	124086152,59
500	4196994,7	52027567,50	56224562,20
600	4220182,5	34463489,28	38683671,79
700	5054943,9	28327718,37	33382662,26
800	6052020	25822815,94	33874835,92
900	7141847,3	24677009,09	33888856,42
1000	8440365	24101625,56	34541990,58
1200	11733035	23620485,89	35353520,79

À partir de ce tableau on va représenter graphiquement les résultats obtenu lors du calcul du bilan, et on aura ainsi une courbe d'optimisation.

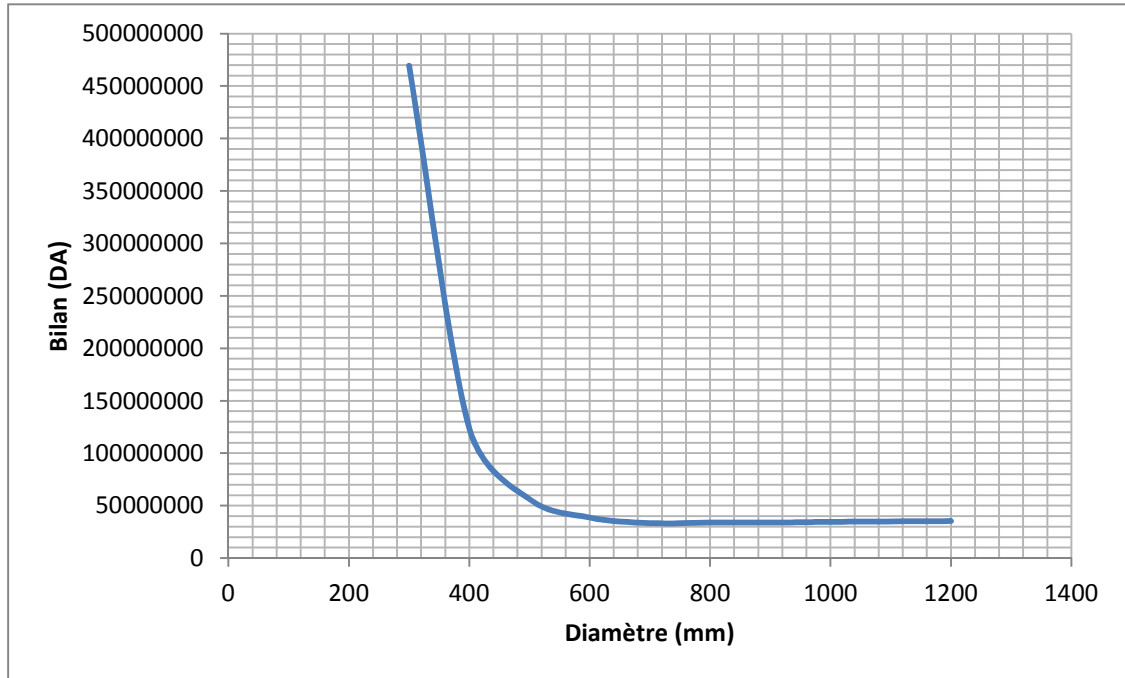


Figure IV.9 : Bilan des frais d'investissement et de l'exploitation (Cova De Lawa-Petit Lac).

A la lumière de cette étude, on constate que le bilan d'amortissement et d'exploitation est minimal pour un diamètre de 400 mm et 700 mm respectivement pour les refoulements (Port-Ovoide Géant) et (Cova De Lawa-Petit Lac).

IV.2.2 Dimensionnement des stations de pompage :

En se basant sur les données existantes, cette partie permet de faire le dimensionnement des stations de pompage, que ce soit les pompes, les moteurs, les équipements auxiliaires.

IV.2.2.1 Rôle des stations de pompage en assainissement :

En général, dans un réseau d'assainissement on essaie de faire véhiculer les eaux usées gravitairement, si éventuellement la topographie et la nature du terrain le permettent. Parfois cette solution devient difficile à cause de certaines contraintes topographiques et géotechniques (exemples : terrains accidentés ou trop plats, terrains très rocheux, etc...). Donc pour éviter de caler le réseau à des profondeurs excessives, on fait recours à des stations de pompage (refoulement ou relèvement, selon la cas). Les stations de pompage

permettent d'élever le niveau des eaux usées d'un point à un autre en vue de leur déversement dans des ouvrages tels que regards de visite ou autres ouvrages spéciaux.

IV.2.2.2 Les types de stations de pompage :

Deux types de stations peuvent être cités :

- Station à cale sèche
- Station immergée
Pour notre étude on a opté pour une station type immergée.

IV.2.2.2.1 Station immergée :

Dans une station immergée, la bêche (ou puisard) et la chambre des pompes sont confondues, c'est-à-dire les pompes sont placées directement dans la bêche. Le choix de ce type de station doit résulter d'une étude d'ordre économique, à savoir :

- ✓ Coût de génie civil
- ✓ Coût des de l'ensemble des équipements-
- ✓ Frais d'exploitation (entretien, énergie électrique, ...) Les pompes peuvent être à axe horizontal ou vertical.

IV.2.2.2.2 Avantages de la station immergée :

- Simplification de la conception et de la réalisation des travaux de génie civil, ce qui se traduit par un moindre cout des investissements.
- Possibilité de suppression de superstructure.
- Equipement hydraulique simplifié (en effet, pas de tuyauterie d'aspiration).
- Incitation a l'utilisation de matériel de haute qualité.
- Rapport d'interchangeabilité et de mise en œuvre (surtout pour les petits groupes submersibles)
- Réduction très sensible du bruit au niveau du ou des groupes électropompes installés.
- Grande hauteur de refoulement.

IV.2.2.3 Type de pompes :

IV.2.2.3.1 Principe :

Les pompes pour eaux usées sont des pompes roto-dynamique, c'est-à-dire utilisant un mouvement de rotation pour communiquer l'énergie au fluide pompé.

Ces pompes utilisent donc des roues tournant à une grande vitesse (1500 à 3000 tours/min) dans une volute ou corps de pompe.

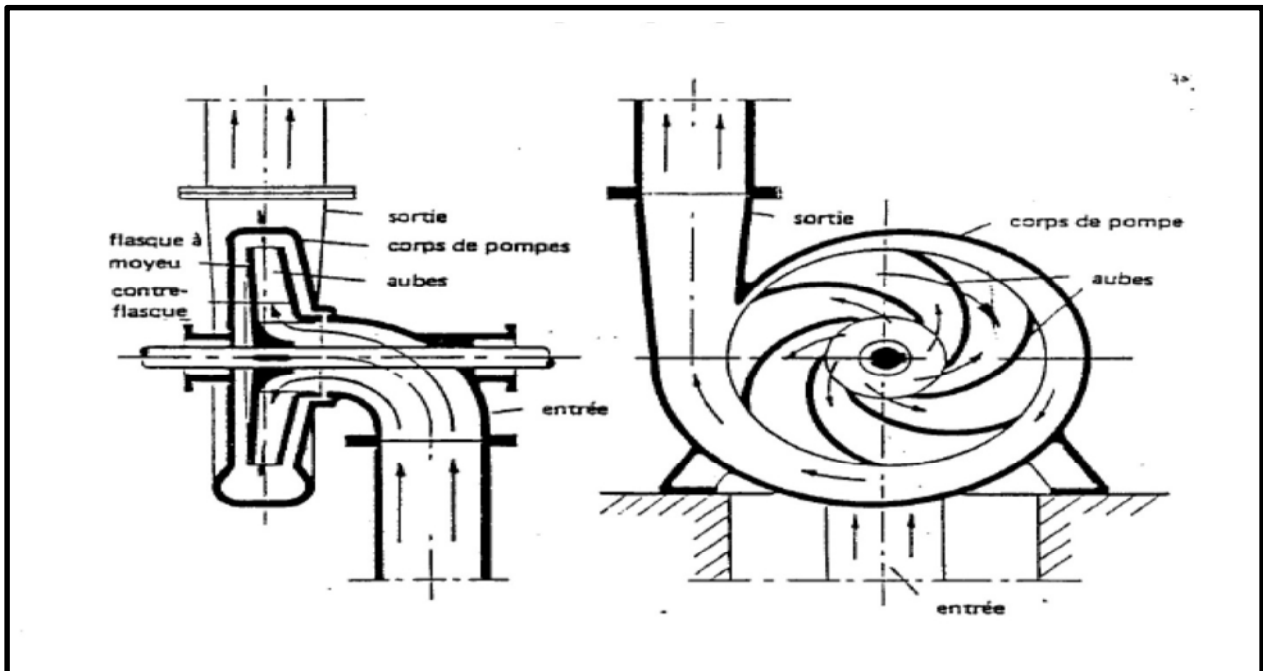


Figure VI.10 : Schéma de fonctionnement d'une pompe pour eaux usées

IV.2.2.3.2 Groupes de surface :

L'ensemble électropompe est installé au sol, généralement en position horizontale.

De fait des faibles capacités d'aspirations des différentes pompes hydrauliques, les pompes sont installées en charge, c'est-à-dire en dessous du niveau du liquide pompé. Il y a donc nécessité de créer un local de pompage au même niveau que la bêche de stockage.

-Avantage :

- Facilité d'accès : maintenance-remplacement.
- Moteurs standards.

-Inconvénients :

- Génie civil plus important et plus cher.
- Cout de l'ensemble moteur/pompe > groupe monobloc immergé.

-Utilisation :

- Reprise de boue sur décanteur ou clarificateur.
- Recirculation.
- Gros poste de refoulement.

IV.2.2.3.3 Pompe verticales :

La pompe, entraînée par un arbre long depuis la surface, est immergée dans le liquide pompé ; elle peut dans certains cas être installée en fosse sèche. Le moteur, en partie supérieure est à l'abri d'inondation.

- Avantages :

- Facilité d'accès au moteur.
- Installation simple : ensemble lié à plaque support (installation noyée).

-Inconvénients :

- Alignement (ligne d'arbre en fosse sèche).
- Maintenance hydraulique difficile.
- Cout/solution groupe submersible.

-Utilisation :

- Souvent en reprise de sable-installation noyée.
- Gros postes de refoulement-installation fosse sèche.

IV.2.2.3.4 Groupe submersibles :

La pompe est constituée d'un ensemble monobloc moteur-partie hydraulique. La roue est directement montée sur l'arbre moteur. La constitution, quel que soit le fabricant, est toujours la suivante :

- Partie hydraulique ;corps de pompe et roue.
- Chambre a huile enfermant le dispositif d'étanchéité.
- Moteur asynchrone sec monté dans une cloche fermée.

- Avantages :

- Installation aisée.
- Génie civil simplifié.
- Cout attractif (petit puissance).

-Inconvénients :

- Maintenance du groupe moins aisée (garniture mécanique).

-Utilisation :

- Postes de refoulement sur réseau.
- Relevage en entrée de station.

- Recirculation, extraction de boues sur petites usines.
- Reprise surnageant, filtrants..

Vu les avantages qu'ils présentent les groupes submersibles ont été retenus comme pompes de refoulement dans notre étude.

IV.2.2.4 Hauteur manométrique totale :

Pour véhiculer un liquide d'un endroit à un autre, la pompe doit fournir une certaine pression appelée hauteur manométrique totale, cela dépend des conditions d'aspiration et de refoulement.

Pour que l'eau arrive d'un point a un autre, il faut que la pompe fournisse une pression suffisante pour relever l'eau a une hauteur égale à l'élévation entre le premier et le deuxième point.

Cette élévation est égale à H_g : Hauteur géométrique totale.

Or l'écoulement de l'eau dans ce circuit hydraulique s'accompagne d'une perte de charge totale $\sum$ qui doit être compensé par la pompe.

Donc la pompe doit fournir une hauteur totale égale à la somme de la hauteur géométrique en entre les deux points et les pertes de charges dans les canalisations : c'est la **hauteur manométrique totale HMT**.

$$HMT = H_g + \sum \quad \text{IV.10}$$

Après une étude technico-économique (calcul des frais d'investissement et d'exploitation) on a déterminé les hauteurs manométriques correspondant à chaque station de pompage.

IV.2.2.5 Pertes de charges :

IV.2.2.5.1 Pertes de charges linéaires :

Elles sont causées par les frottements des particules d'eau entre elles et les frottements contre les parois de la canalisation. Ces pertes se produisent le long des conduites et dépendent de :

➤ **Nature de la canalisation :**

Cela concerne essentiellement l'état de surface des parois internes des conduites. Ainsi une conduite ancienne crée plus de pertes qu'une conduite nouvellement posée. A titre d'exemple: Les conduites en PVC et polyéthylène ont des parois internes plus lisses que les conduites en Béton.

➤ **Diamètre de la canalisation :**

Les pertes de charges linéaires dans une conduite de faible diamètre sont plus imposantes que celles dans une conduite de diamètre plus grand.

➤ **Débit de l'eau dans la canalisation:**

Une augmentation du débit d'eau dans les conduites a pour effet d'augmenter les pertes de charge linéaires. Elles varient comme le carré du débit d'écoulement.

➤ **Longueur de la canalisation :**

Les pertes de charges varient linéairement avec la longueur de la canalisation. Sur une conduite de longueur importante, les pertes seront plus grandes.

IV.2.2.5.2 Pertes de charges singulières :

Ces pertes se produisent localement, à l'endroit des accessoires installés sur la canalisation. Ces accessoires constituent un obstacle à l'écoulement.

IV.2.2.5.3 Perte de charges totales :

La perte de charge totale créée dans une canalisation est égale à la somme des pertes de charges linéaires et singulières et s'exprime en mètre.

Les données du dimensionnement sont résumées dans le **tableau IV.9** :

Tableau IV.9 : données du dimensionnement des stations de pompes.

Refoulements	Q (m ³ /s)	Diamètre (mm)	Longueur (m)	()	HMT (m)
Port-Ovoïde Géant	0,45	400	1729,44	6,86	26,86
Cova De Law-Petit Lac	1,48	700	4294,04	10,11	57,11

IV.2.2.6 Dimensionnement de la bête d'aspiration :

a) volume de la bête :

Le volume du réservoir de stockage de la station est adopté égal au débit des eaux usées arrivant en un temps déterminé.

On a :

$$V_t = Q \times t \quad \text{IV.11}$$

V_t : volume de la bête en (m³)

Q : débit moyen d'eaux usées en (m³/s).

t : temps de stockage des eaux dans la bête pendant l'arrêt des pompes, Pour un meilleur fonctionnement des pompes, et un bon entretien du matériel, la durée du cycle s'échelonne entre 6 et 15 min.

Donc : on fixe $t = 10$ minutes.

b) surface de la chambre :

$$S = \frac{V_t}{H} \quad \text{IV.12}$$

Avec :

S : surface de la chambre en (m²)

V : volume de la chambre en (m³)

H : la hauteur de la chambre en (m)

c) Longueur et largeur de la chambre :

On a : $S = B \cdot L$

L : la longueur de la chambre en (m)

B : la largeur de la chambre = $\sqrt{S}$

Les résultats du dimensionnement sont représentés dans le tableau VI.10 :

Tableau IV.10 : volumes et dimensions des bêtes d'aspiration.

Station	Q_{moy}	T	V_u	S	Dimensions (h×l×L)
	(m ³ /s)	Min	(m ³)	m ²	(m×m×m)
Port	0,2	10	120	24	5×5×4,8
Cova De Lawa	0,46	10	276	55,2	5×7,45×7,45

IV.2.2.7 Choix de nombre et de type de pompes :

La station de pompage doit être équipée d'un nombre suffisant de pompes assurant le débit demandé tel que $N = n_p + n_{ps}$

Où : N : nombre de pompes installées

n_{ps} : nombre de pompe de secours.

n_p : nombre de pompe de fonctionnement

Le nombre des pompes de secours varie suivant le nombre total des pompes installées, pour un nombre inférieur à 4 comme dans notre cas le nombre de pompes de secours est égale à 1.

Compte tenu des exigences d'exploitation, il est conseillé de projeter le minimum de groupes possible dans la station, ce qui rendra les dimensions de la station plus raisonnables et le fonctionnement des pompes se fait avec une souplesse.

Les pompes choisies doivent répondre aux conditions suivantes :

- assurer la hauteur et le débit calculé.
- assurer le rendement maximal de la pompe.
- être d'un poids minimum possible.
- présenter une forme peu encombrante.
- répondre aux normes de construction de la station de pompage la plus économique.
- doit être facile à l'entretien.

Chapitre IV
Calcul hydraulique

Pour le choix du type de pompe dans notre projet, on a utilisé le logiciel de sélection de pompe (KSB) qui a donné les résultats représentés dans les tableaux **IV.11**, **IV.12** et **IV.13** :

Tableau IV.11 : Caractéristiques techniques des pompes choisies .

Station	Type de pompe	Nb de pompes	Débit unitaire	HMT	Vitesse de rotation	Puissance absorbée	Rendement	NPSHr
			m3/h	m	tours/min	KW	%	m
Port	Amarex KRT K 350-500/1656XNG-S	1+1	1610	26,5	960	145	79,8	5,92
Cova De Lawa	Amarex KRT K 350-630/3206UG-S	4+1	1330	57,1	960	288	71,9	3,8

Tableau IV.12 : Caractéristiques de construction des pompes choisies :

Station	Type de construction	Gamme	Nbr d'étages	Nbr de palier	Diamètre tubulure d'asp	Diamètre tubulure de ref
Port	Pompe submersible	Amarex KRT K	1	3	DN 350	DN 350
Cova De Lawa	Pompe submersible	Amarex KRT K	1	3	DN 350	DN 350

Tableau IV.13 : Caractéristiques des moteurs :

Station	Type de moteur	Tension nominale	Puissance nominale	Couple de démarrage	Intensité de démarrage
		V	KW		A
Port	1656XNG	400	160	7,1	2160
Cova De Lawa	3206UG	400	320	8,3	4980

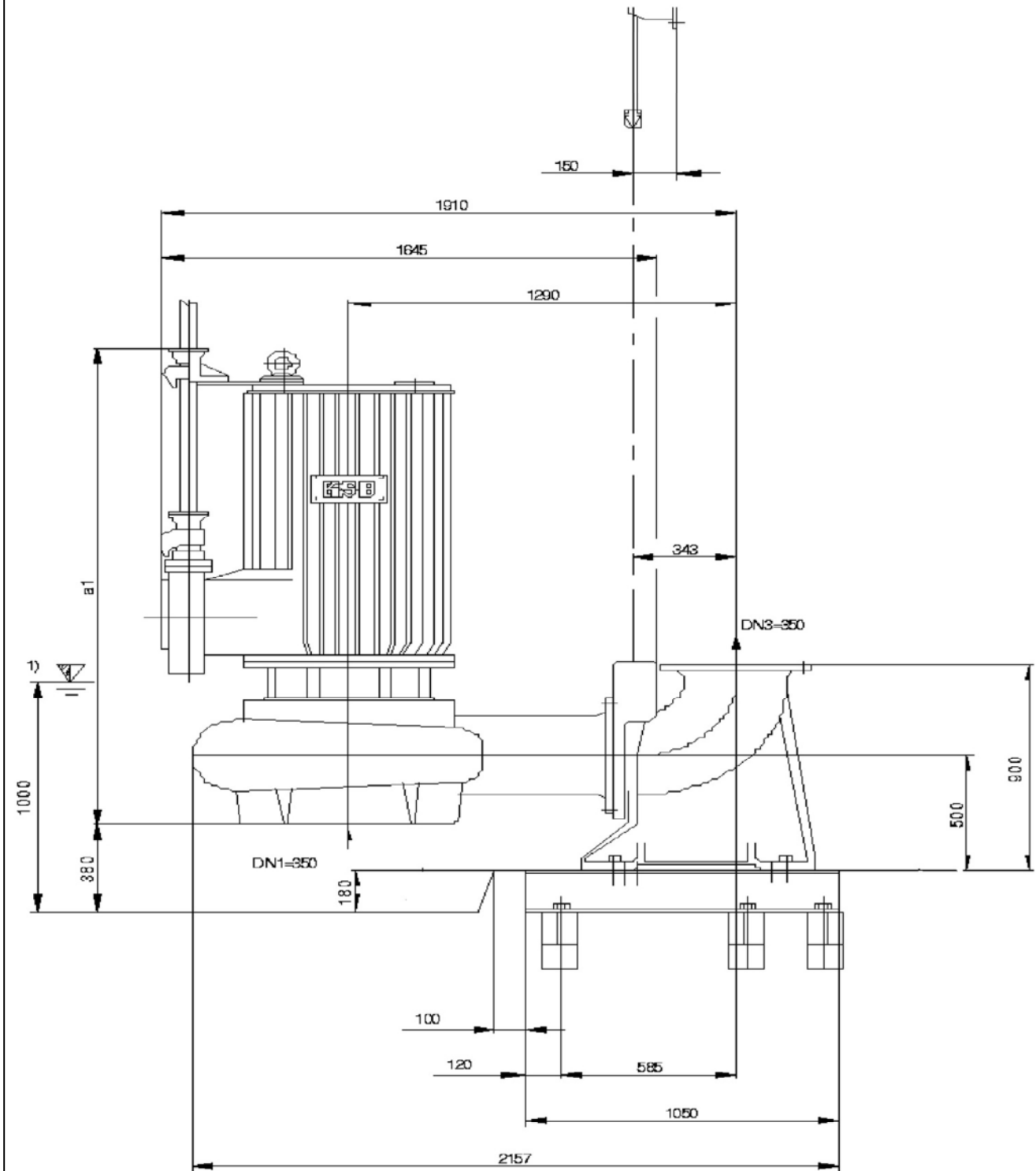


Figure IV.11 : Plan d'encombrement de la pompe choisie (station Cova De Lawa).

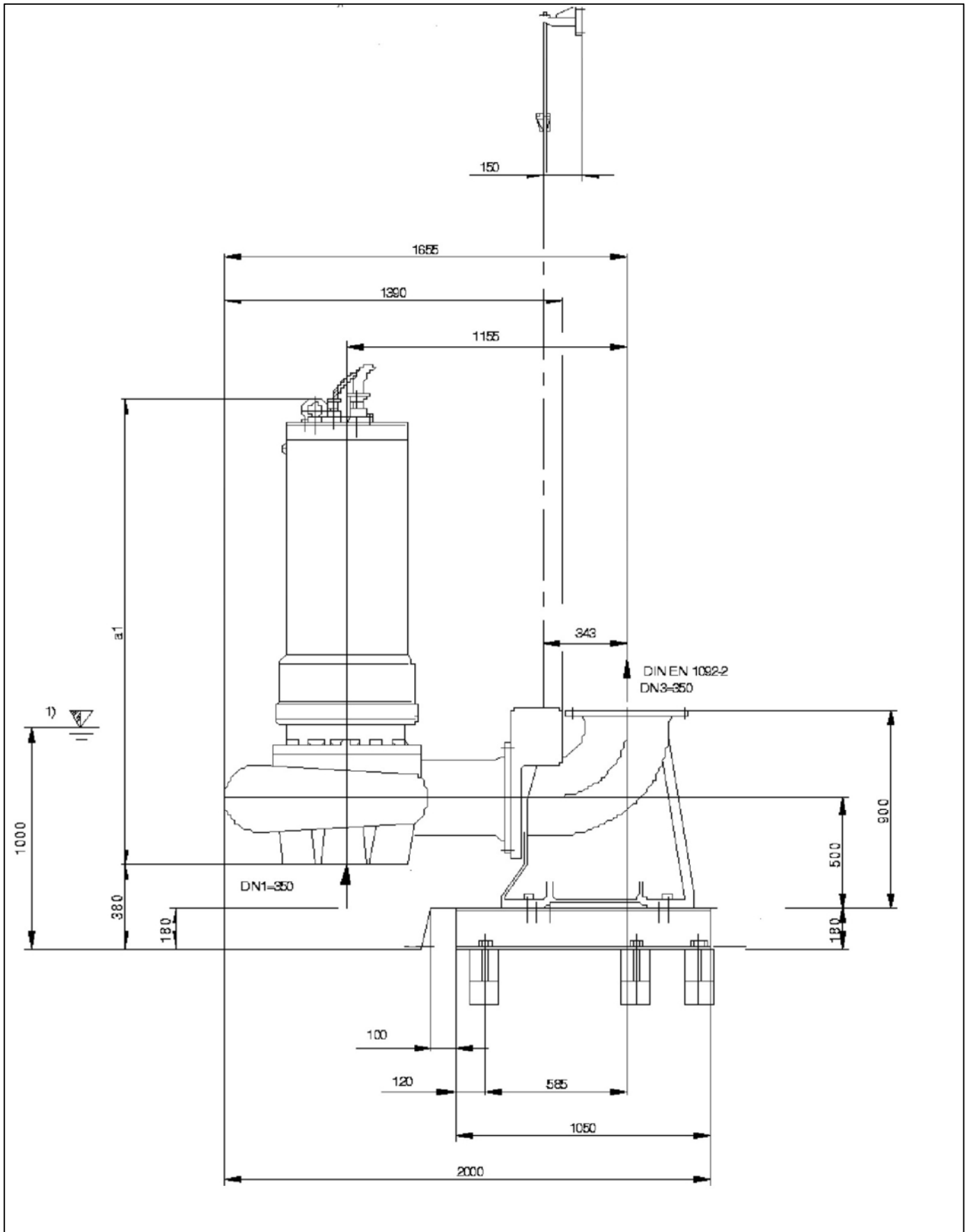


Figure IV.12 : Plan d'encombrement de la pompe choisie (station du port).

IV.2.2.7.1 Courbes de performances :

- -Station du Port :

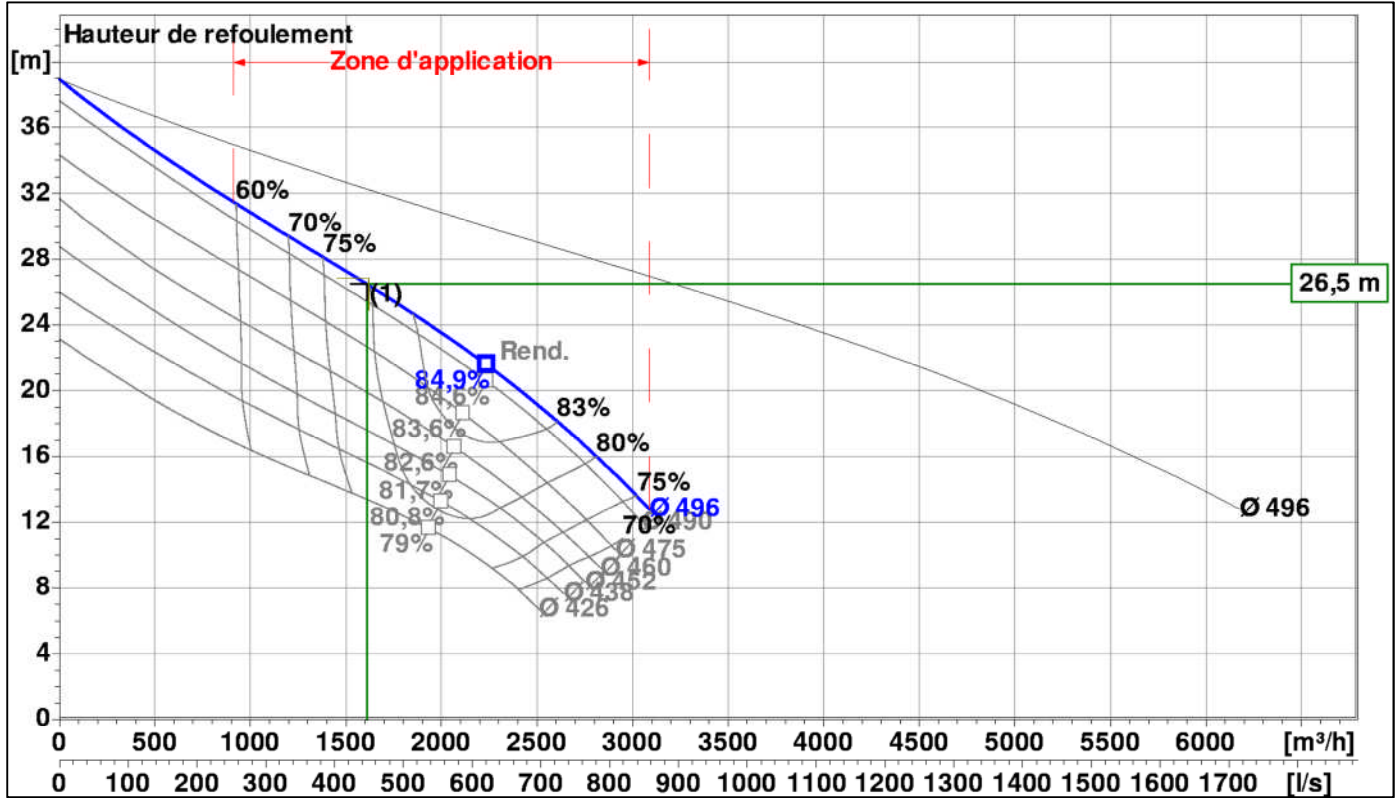


Figure IV.13 : courbes caractéristique H-Q

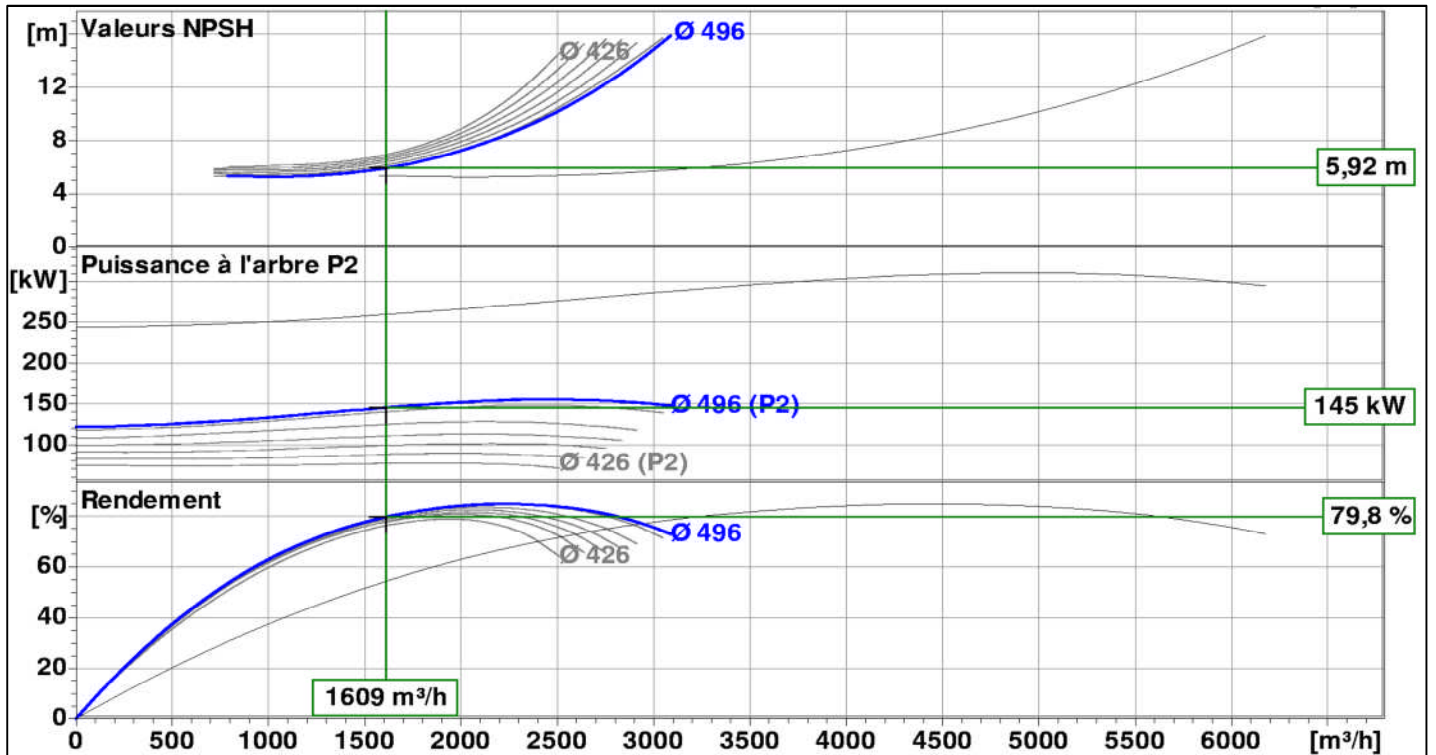


Figure IV.14 : courbes caractéristiques (NPSH-Q),(P-Q),(η-Q)

- Station Cova De Lawa :

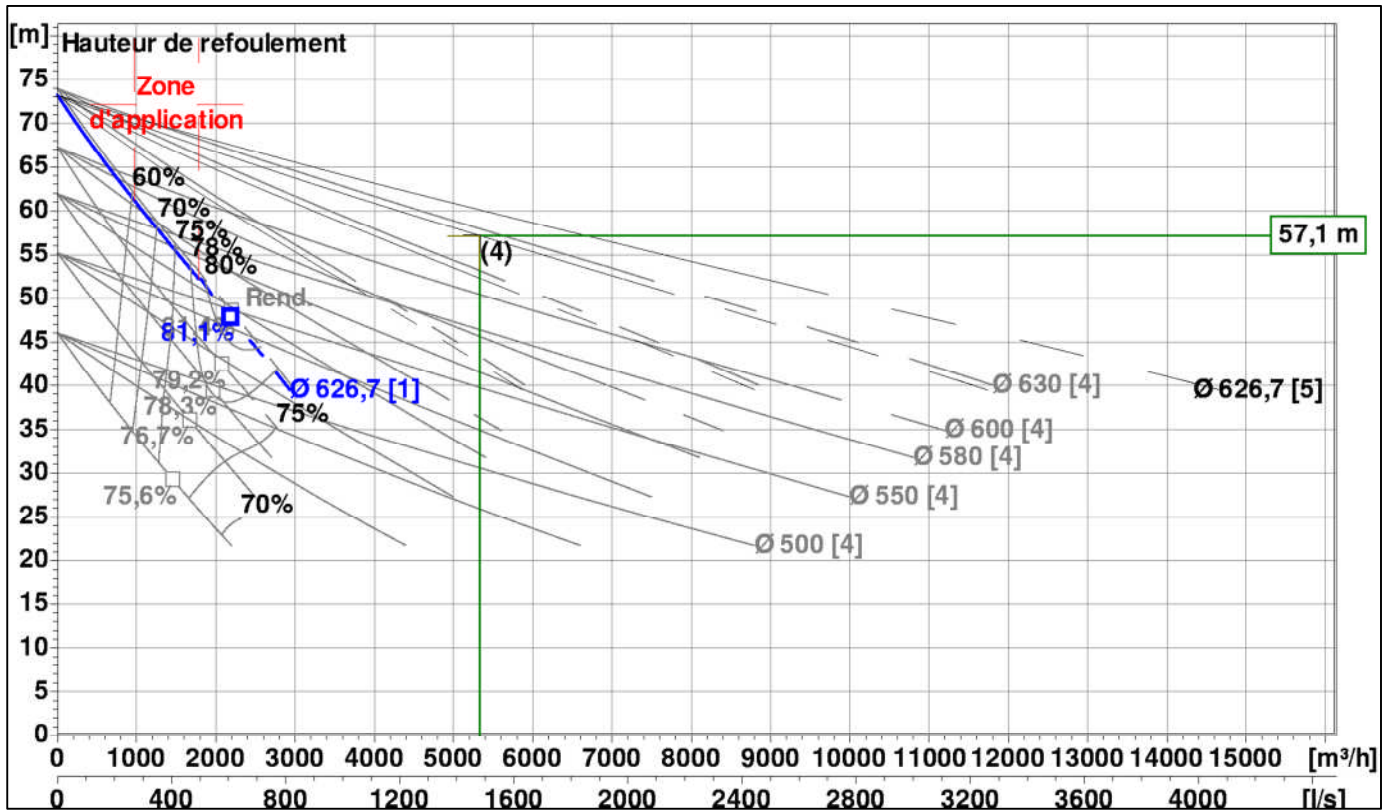


Figure IV.15: courbes caractéristiques H-Q

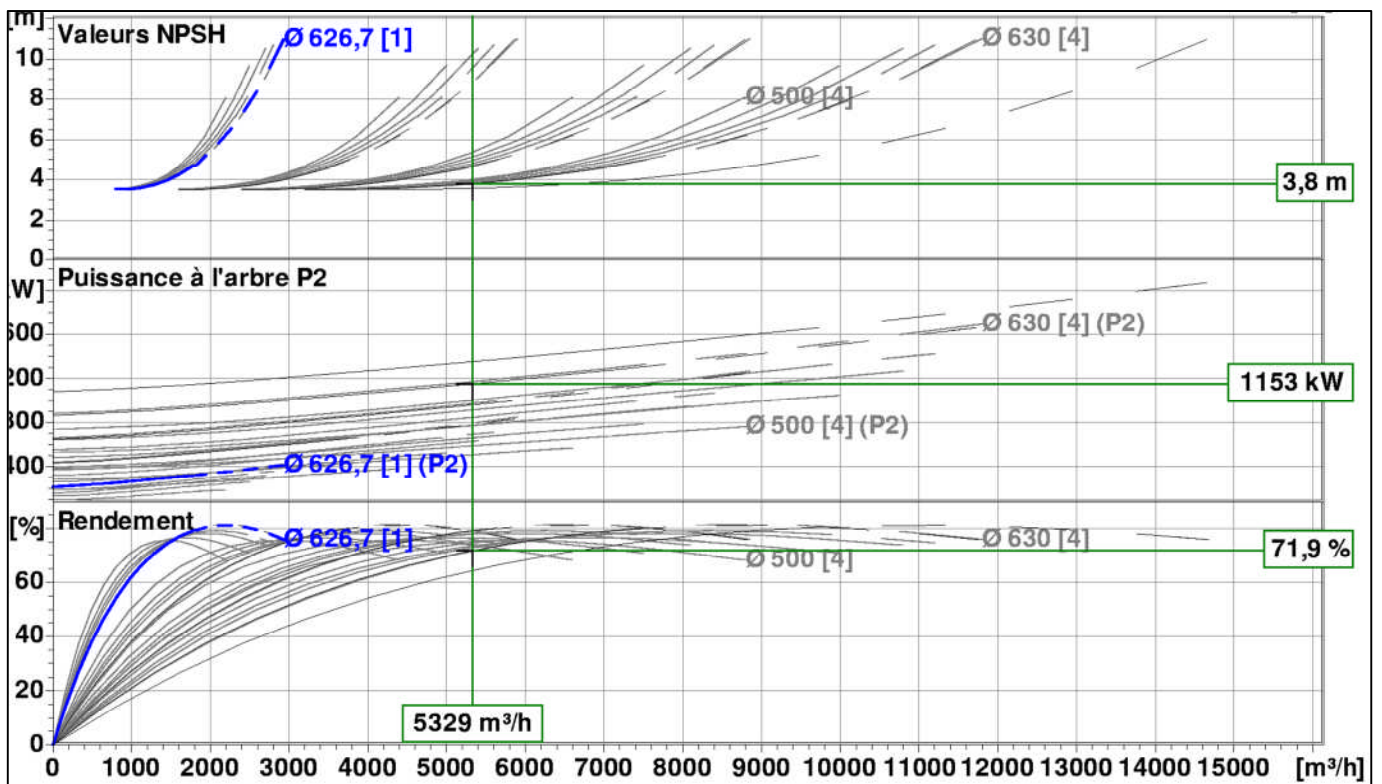


Figure IV.16 : courbes caractéristiques (NPSH-Q), (P-Q), (η-Q)

IV.2.2.8 Dégrillage, Dessablage

L'importance de ces refus de dégrillage est difficile à apprécier en l'absence de données statistiques disponibles sur des stations en Algérie.

on admet que pour un dégrillage grossier avec un espacement des barreaux de 100 mm, la quantité de matières retenues tourne autour de 1 l/hab/an.

IV.2.2.9 Génie civil

Le sondage géotechnique réalisé à proximité du futur emplacement de la station de refoulement a révélé des sols gréseux calcaires, sans la présence d'eau.

L'ouvrage est donc constitué de :

- une superstructure couvrant l'ensemble et comportant en outre des locaux pour sanitaires et de contrôle électrique du fonctionnement de la station, (surface évaluée à 60 m²).

L'ouvrage n'apporte que des charges faibles au m² de plancher, sauf au droit du transformateur où elles atteignent 500 daN/m², ce qui reste somme toute raisonnable, compte tenu des matériaux de fondation identifiés dans les reconnaissances des sols effectuées.

L'ouvrage sera donc constitué d'une ossature béton armé calculée pour résister aux séismes selon les dernières règles parasismiques et autres climatiques en vigueur en Algérie, les longrines étant fondées à 2 m de profondeur, la largeur étant calculée pour une force portante de 10 daN/m².

Le remplissage en agglomérés pleins de 0,20 m d'épaisseur minimum sera enduit 2 couches sur les deux faces, la couverture étant constituée d'une dalle en béton armé avec une étanchéité multicouches se raccordant à des débords de toiture munis de larmiers.

Les parois sont aménagées avec les châssis grillagés d'aération nécessaires, compte tenu des ouvertures de portes imposées par la réglementation (porte type ARBEL pour l'accès SONEGAS notamment) et pour la bonne exploitation (porte pour extraction du transformateur par exemple).

Le sol sera constitué d'un dallage sur hérisson en pierres sèches surélevé de 0,10 m au-dessus du sol.

Sous le transformateur, une fosse à huile étanche sera aménagée et des rails seront posés pour faciliter son déplacement en cas de besoin.

L'ensemble des ferrailles des fondations seront reliées par une boucle en cuivre de 29 mm² de section et raccordées à la terre à aménager selon les règlements.

Dans le présent cas, si l'on admet une desserte de l'ordre de 425.000 habitants, les refus pourraient atteindre 1,16 m³/j à terme ; lors de la période transitoire, le volume de refus de dégrillage 0,4 m³/j.

En tout cas, il faut au moins prévoir un panier de dégrillage de 2 m³, dans une première phase ; ce qui imposera de relever le panier une fois tous les 5 jours.

Si les apports à capacité s'avèrent aussi importants qu'estimés ci-dessus, ou si les pompes sont souvent bloquées par des déchets, il faudra envisager d'aménager un dégrilleur électromécanique à l'amont de la bêche ; ce qui va nécessiter une longueur droite de 3 à 4 m avant l'entrée dans la bêche.

IV.2.2.9.1 Dimensions du Bâtiment (Staion Cova De Lawa) :

a) Hauteur du bâtiment :

$$= + + + + \quad \text{IV.13}$$

Avec :

$$h : \text{Distance verticale} \quad h = h + h + h$$

$$h : \text{Hauteur de la pompe} = 2085 \text{ mm}$$

$$h : \text{Hauteur de socle (0,5 à 0,7), on prend 0,765 m}$$

$$h : \text{Hauteur de réserve de sécurité} = 2.5\text{m}$$

$$\text{Donc : } h = 2.085 + 0.38 + 1.5 = 5.35 \text{ m}$$

$$h : \text{Hauteur réserve a l'homme} \quad h = 3.0\text{m}$$

$$h : \text{Hauteur de chariot} \quad h = 2.5 \text{ m}$$

$$h : \text{Hauteur de profilée} \quad h = 3.5\text{m}$$

$$h : \text{Hauteur de sécurité} \quad h = 2.5\text{m}$$

Donc :

$$= 5.35 + 3.0 + 2.5 + 3.5 + 2.5 = 16.85\text{m}$$

b) Largeur du bâtiment

$$= + + + + \times \quad \text{IV.14}$$

S : épaisseur du mur (0,5m)

l₁ : distance entre le mur et le premier organe. On prend **l₁=1.2m**.

l₂ : distance entre les tubulures. On prend **l₂=1.6m**

l₃ : longueur des accessoires a l'aspiration.

l₄ : longueur des accessoires au refoulement.

Tel que

$$l_3+l_4= l_p+ l_{tr}+ l_{tasp}+ l_c+ l_j+ l_{div}$$

l_p : longueur de pompe=2.085 m

l_{tr} : longueur de tubulure de refoulement=1m

l_{tasp} : longueur de tubulure d'aspiration=1.2m

l_c : longueur de convergent=1.8 m

l_{div} : longueur de divergent =1.8m

l_j : longueur de joint estimée à 1,5m

Donc : $l_3+l_4 = 2.085+1+1.2+0.8+1+0.8 = 6.885$

Donc $l_b=1.2+1.6 +6.885+2*0.5=12.685$

Donc on prend **l_b = 13 m.**

c) Longueur du bâtiment

$$L_{bat}= n_p.L+L_{int}+L_{pf}+L_r+L_p+L_d$$

IV.15

- **n_p**: nombre des pompes

- **L_{in}** : distance entre deux pompes voisines= 1,57 m.

- **L** : longueur de la pompe + moteur (d'après le catalogue
L_p+L_m=2.085+0.297=2.382m).

- **L_{pf}**: longueur de la plate-forme de montage = 1.5m.

- **L_r**: longueur de l'armoire électrique = 4,25m.

- **L_p**: longueur du bureau du personnel = 4,3m.

- **L_d**=longueur de chambre de dégrillage=5,97

$$L_{bat}=5\times 2.382+1,57+1,5+4,25+4,3+5,97=15.54$$

donc on prend.

$$L_{bat}=29,5 \text{ m}$$

IV.2.3 Dimensionnement de la conduite (partie gravitaire) :

IV.2.3.1 Conditions d'écoulement :

L'écoulement dans cette partie est gravitaire, donc tributaire de la topographie du terrain naturel, cette partie concerne le raccordement entre le déversoir d'orage projeté au niveau de la Pêcherie et la station de pompage situé au port, en plus cet écoulement doit avoir une vitesse qui permet l'auto curage, et ne détériore pas les conduites.

- La vitesse d'auto curage : comme les eaux usées sont des eaux chargées, qui contiennent du sable, facilement décantable. Pour empêcher ce phénomène il faut avoir une vitesse d'écoulement qui satisfait les conditions d'auto curage qui est de l'ordre :
 - au moins 0,6 m/s pour le un dixième du débit de pleine section.
 - au moins 0,3 m/s pour le un centième du débit de pleine section.
- Si cette vitesse n'est pas respectée, il faut prévoir des chasses automatiques ou des curages périodiques.

A l'opposé des considérations relatives à l'auto curage, le souci de prévenir la dégradation des joints sur les canalisations circulaires, nous conduit à poser des limites supérieures aux pentes admissibles. Donc, il est déconseillé de dépasser des vitesses de l'ordre de (4 à 5) m / s à pleine section.

IV.2.3.2 Mode de calcul :

Avant de procéder au calcul hydraulique du réseau, on définit les paramètres suivants :

- ✓ Périmètre mouillé (P) : c'est la longueur du périmètre de la conduite qui est au contact de l'eau (m)
- ✓ Section mouillée (S) : c'est la section transversale de la conduite occupée par l'eau (m²).
- ✓ Rayon hydraulique (Rh) : c'est le rapport entre la section mouillée et le périmètre mouillé. (m).
- ✓ Vitesse moyenne (v) : c'est le rapport entre le débit volumique (m³/s) et la section (m²).

Le dimensionnement des collecteurs se fait à base des abaques de BAZIN (Voir les annexes).

Le procédé de calcul est le suivant :

Avec la pente et le débit on tire de l'abaque N° 1 le diamètre normalisé, le débit à pleine section et la vitesse à pleine section. Ensuite on calcule les rapports suivants en utilisant l'abaque N° 2 :

$$\text{rapport des débits} = \frac{Q}{Q_{ps}} \quad \text{IV.16}$$

$$\text{rapport des vitesses} = \frac{V}{V_{ps}} \quad \text{IV.17}$$

$$\text{rapport des hauteurs} = \frac{h}{D} \quad \text{IV.18}$$

Où: Q : Débit véhiculé par la conduite circulaire en (m³/s)

V : Vitesse d'écoulement de l'eau en (m/s).

h : Hauteur de remplissage dans la conduite en (m).

D: diamètre normalisé de la conduite en (mm).

I : Pente du collecteur en (m/m).

Q_{ps} : Débit de pleine section en (m³/s)

V_{ps} : Vitesse à pleine section en (m/s)

L'écoulement dans les collecteurs est un écoulement à surface libre régie par la formule de la continuité :

$$Q = V . S \quad \text{IV.19}$$

Avec :

Q : Débit (m³/s).

V : Vitesse d'écoulement (m/s).

S : Section mouillée (m²).

Pour le dimensionnement de notre réseau on utilise la formule de CHEZY qui nous donne la vitesse moyenne

$$V = C \sqrt{R_h . I} \quad \text{IV.20}$$

Où : C représente le Coefficient de CHEZY, il dépend des paramètres hydrauliques et géométriques de l'écoulement. Le coefficient « C » est donné à son tour par la formule de BAZIN :

$$C = \frac{87 \cdot R_h}{\delta + \sqrt{R_h}} \quad \text{IV.21}$$

D'où on tire l'expression du débit :

$$Q = \frac{87 \cdot R_h}{\delta + \sqrt{R_h}} \cdot S \cdot \sqrt{I} \quad \text{IV.22}$$

δ : Coefficient de BAZIN qui dépend de la nature des parois.

Avant de procéder au calcul hydraulique de la conduite en gravitaire, on considère les hypothèses suivantes :

-L'écoulement est uniforme à surface libre, le gradient hydraulique de la perte de charge est égal à la pente du radier.

-La perte de charge engendrée est une énergie potentielle égale à la différence des côtes du plan d'eau en amont et en aval.

Les canalisations d'égouts dimensionnées pour un débit en pleine section Qps ne débitent en réalité et dans la plupart du temps que des quantités d'eaux plus faibles que celles pour lesquelles elles ont été calculées.

IV.2.3.3 Résultats de calcul :

Les résultats de calcul des dimensions et des paramètres hydrauliques des collecteurs sont reportés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.14 : Dimensionnement de la conduite gravitaire.

tronçons	cotes TN		cotes des radier		L (m)	Pent (I)	Q (m3/s)	D (mm)
	amont	aval	amont	aval				
DO--R1	6,89	3,73	2,89	1,73	62,73	0,0185	0,450	500
R1--R2	3,73	2,6	1,73	0,60	59,4	0,0190	0,450	500
R2--R6	2,6	4,85	0,60	-0,65	226,85	0,0055	0,450	700
R6--R8	4,85	2,5	-0,65	-1,50	114,82	0,0074	0,450	600
R8--STP	2,5	3	-1,50	-1,00	90,59	0,0055	0,450	700

Tableau IV.15 : Paramètres hydrauliques de la conduite gravitaire.

tronçons	pente (I)	D	V _{ps}	Q _{ps}	R _Q	R _h	R _v	V	H
	(m/m)	(mm)	m/s)	(m3/s)				(m/s)	(mm)
DO--R1	0,0185	500	2,55	0,50	0,90	0,75	1,11	2,84	0,37
R1--R2	0,0190	500	2,58	0,51	0,89	0,74	1,11	2,88	0,37
R2--R6	0,0055	700	1,74	0,67	0,67	0,60	1,08	1,88	0,42
R6--R8	0,0074	600	1,82	0,51	0,51	0,73	1,11	2,02	0,44
R8--STP	0,0055	700	1,74	0,67	0,67	0,60	1,08	1,88	0,42

Remarque :

L'auto-curage est vérifié pour tous les tronçons.

IV.2.4 Ouvrages spéciaux :

IV.2.4.1 Déversoirs d'orage :

En hydraulique urbaine, un déversoir est un dispositif dont la fonction réelle est d'évacuer par les voies les plus directes, les pointes exceptionnelles des débits d'orage vers le milieu récepteur. Par conséquent, un déversoir est un ouvrage destiné à décharger le réseau d'une certaine quantité d'eaux pluviales de manière à agir sur l'économie d'un projet en réduisant les sections à l'aval du réseau.

Les déversoirs sont appelés à jouer un rôle essentiel notamment dans la conception des réseaux en système unitaire.

IV.2.4.1.1 Emplacement des déversoirs d'orage :

Ils sont placés :

- Avant la station d'épuration ou de pompage comme dans notre cas, pour la régularisation du débit ;
- Au milieu du réseau pour réduire les diamètres des collecteurs, ou déchargé un collecteur.

Avant leurs projections il faut voir :

- Le milieu récepteur et son équilibre après le rejet des effluents dont il faut établir un degré de dilution en fonction du pouvoir auto épurateur du milieu récepteur ;
- La capacité et les surfaces des ouvrages de la station d'épuration pour éviter les surcharges et le mauvais fonctionnement ;
- La topographie du site et La variations des pentes.

IV.2.4.1.2 Types des déversoirs :

On distingue plusieurs types de déversoir On distingue plusieurs types de déversoir

- ✓ Déversoir à seuil frontal
- ✓ Déversoir à seuil latéral
- ✓ Déversoir à double seuil latéral
- ✓ Déversoir avec ouverture de radier
- ✓ Déversoir siphonide

Pour calculer le débit déversé, la formule la plus utilisée est celle de Bazin, dont l'expression est la suivante :

$$Q = (2/3) \mu . L . H_{dev} . \sqrt{2 g H_{dev}} \quad \text{IV.23}$$

Avec:

Q : Débit déversé [m³/s] ;

μ : Coefficient expérimental dont la valeur est fonction du type de seuil

1- $\mu=0,42$ pour un déversoir frontal a paroi mince.

2- $\mu=0,37$ pour un déversoir latéral a paroi mince.

D'après « la direction départementale des territoires de la Corrèze ».

L : Longueur de la lame déversée [m] ;

g: Accélération de la pesanteur 9.81 m/s² ;

H_{dev} : hauteur de la lame déversée

IV.2.4.1.3 Dimensionnement des déversoirs d'orage :

- **données de base :**

- Le débit Véhiculé au niveau du collecteur d'amené (Q_{am})
- Le coefficient de débit $\mu=0.42$ pour un déversoir a seuil frontal et $\mu=0.37$ pour un déversoir a seuil latéral.
- Débit de pointe transité vers le collecteur de rejet qui transporte les eaux vers le collecteur avale (Q_{av}) (station de Port).
- Le débit déversé vers la mer:

$$Q_{dev} = Q_{am} - Q_{av}$$

- On détermine la valeur de la lame déversée (H_{dev}) qui est la différence entre la hauteur d'eau dans le collecteur amont (H_{am}) et la hauteur du seuil déversant (H_{seuil}).
- On détermine la longueur du seuil déversant (L) par la formule IV.23.

Au niveau de notre zone d'étude nous avons projeté un déversoir au niveau de la pêcherie et une série de déversoirs au niveau des falaise d'Oran, dont les dimensions sont représentées dans les tableaux **IV.16** et **IV.17**, ainsi que les conduites de décharges dans le **tableau IV.18**

Tableau IV.16 : Dimensionnement des déversoirs d'orage projetés au niveau de la Pêcheurie.

Type	m	$Q_{am}[m^3/s]$	$Q_{dev}[m^3/s]$	$Q_{av}[m^3/s]$	$H_{am}[m]$	$H_{seuil}[m]$	$H_{dev}[m]$	L[m]
Frontal	0.42	13,81	9	0,45	1,10	0.20	0. 9	8.50
	0,42		4,81		0,89		0,9	4,55

Tableau IV.17 : Dimensionnement des déversoirs d'orage projetés au niveau des Falaises.

Type		m	$Q_{am}[m^3/s]$	$Q_{dev}[m^3/s]$	$Q_{av}[m^3/s]$	$H_{am}[m]$	$H_{seuil}[m]$	$H_{dev}[m]$	L[m]
Latéral	1	0.37	23,48	9,33	14,15	2,02	1.12	0. 90	10
	2	0,37	14,15	9,33	4,82	1,56	0,66	0,90	10
Frontal		0,42	4,82	3,34	1,48	1,23	0,33	0,90	3,15

Tableau IV.18 : Paramètres hydraulique des conduites de décharges.

tronçons	pente (I)	Q	D	Vps	Qps	R_Q	R_h	R_v	V	H
	(m/m)	(m3/s)	(mm)	(m/s)	(m3/s)				(m/s)	(mm)
DO N°1	0,041	9,33	1300	7,18	9,52	0,98	0,83	1,12	8,06	1,08
DO N°2	0,028	9,33	1400	6,23	9,59	0,97	0,82	1,12	7,00	1,15

Remarque :

Pour les déversoirs d'orages latéraux, nous proposons le double seuil déversant, pour minimiser les longueurs.

Conclusion :

La variante retenue consiste à utiliser la galerie Petit Lac comme chemin d'impulsion jusqu'à la station Petit Lac, et pour cela on a dimensionné les ouvrages suivants suivant :

- Un déversoir d'orage au niveau de la pêcheurie.
- Conduite gravitaire jusqu'à la station projeté au Port.
- Station de pompage au niveau de Port comprend 1+1 pompes.
- Conduite de refoulement Ø 400 jusqu'à l'Ovoïde Géant.
- Deux déversoirs latéraux en niveau des Falaises.
- Station de pompages à Cova De Lawa comprend 4+1 pompes.
- Conduite de refoulement Ø 700 jusqu'à la cheminée Petit Lac.

Chapitre V

Organisation de chantier

Introduction :

Les terrassements représentent la partie notable de l'exécution de notre ouvrage (Partie souterraine, la conduite de refoulement, les regards ...)

En général l'exécution des terrassements n'est pas un travail difficile, elle se complique cependant dans certains cas naturels tels que les mauvais terrains, rencontre des venues d'eau ou autres telles que les voies ferrées, les routes, etc...

V.1 Choix des engins de terrassement :

Il est important de choisir pour chaque type de travaux, l'engin et le matériel, les mieux adaptés, de manière à obtenir un meilleur rendement. Pour notre cas on a envisagé de choisir les engins suivants :

V.1.1 Bulldozer :

Grâce à sa puissance qui est caractérisée par celle du tracteur et qui varie de 25 à 400 ch, ainsi que par la longueur de sa lame qui varie de 1,8 à 6 m le bulldozer permet de préparer les terrains à excaver, et d'éliminer les obstacles.



Figure V.1 : Le Bulldozer.

V.1.2 Pelle équipée en rétro :

On opte pour un excavateur à godet de $0,5 \text{ m}^3$, pelle équipée en rétro, vu ses avantages adaptés à la coupe transversale de la tranchée et qui se présente par les opérations suivantes

- Peut excaver dans la direction de la machine
- Creuser au-dessous de la surface d'appui
- Creuser à une profondeur importante
- Creuser rapidement et avec précision les tranchées à talus verticaux (Pente du talus nulle)



Figure V. 2: Pelle équipée en rétro.

V.1.3 Les chargeurs :

Ce sont des tracteurs sur lesquels montent à l'avant deux bras articulés, actionnés par des vérins et portent un godet. Si les travaux ne sont pas très importants, on utilise le rétro chargeur.



Figure V.3 : Le Chargeur.

V.1.4 La niveleuse :

La niveleuse en plus de son travail de terrassement c'est un engin également de finition, ces emplois sont multiples :

- Décapage de la terre végétale sur faible épaisseur maximum 30cm.
- Terrassement en terrains léger.
- Creusement ou curage des fossés, en inclinant sur le côté on peut facilement creuser ou curer un fossé et les terres extraites par la lame remonte le long de celle-ci et vient de déposer en cavalier sur le bord de fossé.
- débroussage sur les terrains légers c'est-à-dire ne comportant pas de gros arbuste ou de grosses pierres.



Figure V.4 : La Niveleuse.

V.2 Détermination des volumes des travaux:

V.2.1 Détermination des volumes des travaux des stations de pompage :

La station de pompage, est un ouvrage de génie civil, son dimensionnement et son emplacement nécessite une étude qui est fondée sur plusieurs paramètres, elle abrite les pompes qui ont pour rôle le refoulement des eaux vers le bassin de stockage, dans une station de pompage on peut trouver généralement une chambre des vannes et une petite chambre qui abrite les équipements électriques (armoire électrique).

Il nous est demandé de calculer le volume de travaux du bâtiment d'une station de pompage dont les dimensions sont données, cette station refoule les eaux à partir d'une bache, sachant que la cote radier de cette dernière $C_{Rb} = -5$ m vers un collecteur de cote de radier $C_{Rc} = 18$ m (soit une dénivelée de 23m), sur une longueur de 1750 m.

V.2.1.1 Travaux concernant la station de pompage :

Les taches constituant les travaux à faire pour la construction d'une station de pompage sont :

- 1) Débroussaillage et abattement des arbres.
- 2) Installation de la base de vie et piquetage.
- 3) Exécution des fouilles.
- 4) Coulage du béton de propreté.
- 5) Ferrailage des semelles et demi- poteaux.
- 6) Coulage du béton pour les semelles.
- 7) Coffrage des demi-poteaux.
- 8) Coulage du béton pour les demi-poteaux.
- 9) Remblayage des fouilles.
- 10) Décoffrage des demi-poteaux.
- 11) Ferrailage longrines inférieures.
- 12) Coffrage longrines inférieures.
- 13) Coulage béton longrines inférieures.
- 14) Décoffrage longrines inférieures.
- 15) Exécution de la maçonnerie sous longrines inférieures.
- 16) Remblayage des casiers.
- 17) Maçonnerie générale.
- 18) Coulage de la chape inférieure.
- 19) Ferrailage poteaux.
- 20) Coffrages poteaux.
- 21) Coulage béton poteaux.
- 22) Décoffrage poteaux.
- 23) Ferrailage longrines supérieures.
- 24) Coffrage longrines supérieures.
- 25) Coulage du béton pour longrines supérieures.
- 26) Coulage dalle supérieure.
- 27) Décoffrage des longrines supérieures.
- 28) Maçonnerie générale.
- 29) Evacuation des déchets, débris, nettoyage.

V.2.1.2 Définitions :

a) Débroussaillage et abattement des arbres :

Si le terrain prévu pour la construction du bâtiment présente une végétation dense et de quelques arbres, on doit procéder à un débroussaillage du terrain et l'abattement de ces arbres.

b) Installation de la base de vie :

Le terrain dont on fait la construction doit être facile d'accès et ne nécessite pas le dégagement d'une voie d'accès, l'installation de la base de vie du chantier consiste à mettre en place deux roulottes, l'une pour la cuisine et les sanitaires et l'autre servant de dortoir. Cette opération effectuée on procède au piquetage (implantation) c'est à dire la matérialisation du bâtiment du plan sur le terrain (chantier).

c) Exécution des fouilles :

L'exécution des fouilles est une opération de terrassement qui consiste à creuser les fondations du bâtiment. Les fouilles exécutées ont les dimensions suivantes : $L \times l \times h$

Avec :

l : largeur de la fouille ;

L : longueur de la fouille ;

h : profondeur de la fouille, soit : $1,5 \times 1,5 \times 1,5\text{m}$.

d) Coulage du béton de propreté :

On procède à cette opération pour que les semelles des fondations reposent sur un socle propre et stable. Cette opération consiste à couler 10cm de gros béton au fond des fouilles.

e) Ferrailage :

L'ensemble des différentes opérations de ferrailage consiste à agencer correctement les aciers du béton.

f) Coffrage :

L'ensemble des différentes opérations de coffrage consiste à façonner un coffre qui donnera la forme de la pièce.

g) Coulage :

Cette opération consiste à couler le béton des différentes pièces, ce béton est dosé à 350kg/m^3 . Le béton est confectionné par une petite centrale à béton.

Pour le coulage des poteaux, longrines supérieures et chape supérieure le béton sera mis en place via une benne surélevée par une grue (une petite grue vu que le bâtiment de la station de pompage ne comporte qu'un seul étage)

h) Maçonnerie :

Elle consiste pour le bâtiment au cloisonnement des différentes pièces, et pour les fondations à la mise en place de cloison sous les longrines.

i) Remblayage :

Le remblayage des fouilles et des casiers (vides créé par l'entrecroisement des longrines inférieures) consiste à combler les vides par un remblai compacté, et cela par des pilettes pneumatique (sortes de dames à main poussée par air comprimé).

j) Décoffrage

On inclue dans cette opération le temps de prise et de séchage du béton.

Soit les dimensions de notre station de pompage suivantes :

- **b** : largeur du bâtiment = 13 m

- **L** : longueur du bâtiment = 29,5 m

- Le bâtiment ayant une longueur de 29,5 m et une largeur de 13 m, sachant que l'espacement entre poteau est de **(3 - 5) m**, on choisit d'avoir un espacement de 4 et 3,15 m en longueur et de 4 et 3,4 m en largeur. Le nombre de poteaux sera de $X \times Y$

Ce qui donne un nombre de poteaux égal à **32 poteaux**.

-Le nombre de fouilles ainsi que le nombre des semelles est égal au nombre de poteau donc le nombre de fouilles égal à **32 fouilles** avec :

- **C_f** : profondeur de la fouille = 1,5m

- Les demi-poteaux sont de longueurs $L=0,40\text{m}$ et de largeurs $l=0,40\text{m}$ et de hauteurs $h=1,10\text{m}$.

- Les poteaux sont de longueurs $L=0,40\text{m}$ et de largeurs $l=0,40\text{m}$ et de hauteurs $h=4\text{m}$.

Soit : $b \times l \times h = 40 \times 40 \times 400 \text{ cm}$

-Les semelles sont de longueurs $L=1,5\text{m}$ et de largeurs $l=1,5\text{m}$ et de hauteurs $h=0,30\text{m}$.

-La chape inférieure ainsi que la dalle supérieure ont une épaisseur de 7cm .

-La chape inférieure est posée sur un remblai compacté de 1.1cm .

-Les longrines ont une hauteur $h=50\text{cm}$ et une largeur l et une épaisseur de 40cm .

-Le volume d'une pièce est exprimé ($L \times l \times h$) avec L : longueur, l : largeur et h : hauteur.

V.2.1.2 Le calcul des Volumes :

✓ Le décapage :

Le décapage se fait en premier pour enlever la couche végétale et de nivelé le terrain, le volume des terres enterrées est de : $L \times l \times 0.1 \text{ m}^3$.

$$V = 29,5 \times 13 \times 0.1 = \mathbf{38.35 \text{ m}^3} \quad \Rightarrow \mathbf{V = 38.35 \text{ m}^3}$$

✓ Les Excavations (les fouilles) :

Pour une fouille $V = 1,5 \times 1,5 \times 1,5 = 3,375\text{m}^3$.

Pour 32 fouilles (toutes les fouilles); $V_{\text{ex}} = 3,375 \times 32 = 108\text{m}^3$.

$$\Rightarrow \mathbf{V_{\text{ex}} = 108 \text{ m}^3}$$

✓ Béton de propreté :

Le béton de propreté occupe une épaisseur de 10cm dans chaque fouille donc pour une fouille $V_{\text{bp}} = 1,5 \times 1,5 \times 0,1 = 0.225\text{m}^3$

Pour les 32 fouilles $V_{\text{bpf}} = 32 \times 0,225 = 7.2 \text{ m}^3$.

$$\Rightarrow \mathbf{V_{\text{bp}} = 7.2 \text{ m}^3}$$

✓ Béton armé :

a) Semelles :

Dans chaque semelle on a une couche de béton armé de 30cm , donc pour chaque semelle on a le volume de béton armé

$$V = 0,3 \times 1,5 \times 1,5 = 0.675\text{m}^3$$

Le nombre de semelles étant de **32**, le volume du béton armé pour l'ensemble des semelles est de : $V_s = 32 \times 0.675 = \mathbf{21.6\text{m}^3}$

$$\Rightarrow V_s = 21.6 \text{ m}^3$$

b) Demi-poteaux :

Le volume d'un demi poteau est de $0,40 \times 0,40 \times 1,7$; soit : $0,272 \text{ m}^3$.

Le nombre de demi poteau étant de **32**, le volume du béton armé pour l'ensemble des Demi-poteaux est de : $32 \times 0,272 = \mathbf{8.704 \text{ m}^3}$. Donc :

$$\Rightarrow V_{\text{demi-p}} = 8.704 \text{ m}^3$$

c) Poteaux :

Le volume d'un poteau est de $0,40 \times 0,40 \times 4$; soit : $0,64 \text{ m}^3$.

Le nombre de poteau étant de 16, le volume du béton armé pour l'ensemble des poteaux est de : $32 \times 0,64 = \mathbf{20.48 \text{ m}^3}$.

$$\Rightarrow V_{\text{pot}} = 20.48 \text{ m}^3$$

d) Longrines :

Sur la longueur on a **8** longrines de $13 \times 0,40 \times 0,40 = 2,08$, soit un volume de : $2,08 \times 8 = 16.64 \text{ m}^3$

Sur la largeur on a **4** longrines de $29.5 \times 0,40 \times 0,40 = 4,72$ soit un volume de : $4,72 \times 4 = 18.88 \text{ m}^3$

Le volume total des longrines inférieures est de : $16.64 + 18.88 = 35.52 \text{ m}^3$ donc :

Le volume total des longrines (supérieures et inférieures) est de : $35.52 \times 2 = \mathbf{71.04 \text{ m}^3}$.

$$\Rightarrow V_{\text{long}} = 71.04 \text{ m}^3$$

e) Chape inférieure :

La chape a la longueur et la largeur du bâtiment et une épaisseur de 5cm soit un volume de : $29.5 \times 13 \times 0.05 = 9.45 \text{ m}^3$

$$\Rightarrow V_{\text{chape, infer}} = 9.45 \text{ m}^3$$

f) Dalle supérieure :

La dalle supérieure a la longueur et la largeur du bâtiment et une épaisseur de 7cm soit un volume de $29.5 \times 13 \times 0,07 = 26.77 \text{ m}^3$

$$\Rightarrow V_{\text{chape, sup}} = 26.85 \text{ m}^3$$

✓ **Volume du remblai compacté des fouilles :**

Ce volume correspond à un volume d'un remblai bien compacté.

On remplit les vides non occupés par les différents types de béton dans chaque fouille par un remblai compacté, donc pour chaque fouille :

Le volume total est $V_0 = 3,375 \text{ m}^3$;

Le volume occupé par le béton de propreté est $V_1 = 0,225 \text{ m}^3$;

Le volume occupé par le béton armé est $V_2 = 0.675 \text{ m}^3$;

Le volume occupé par le demi – poteau situé au-dessus du TN est $V_3 = 0,4 \times 0,4 \times 1,1 = 0,176 \text{ m}^3$;

Le volume de remblai pour chaque semelle est :

$$V = V_0 - (V_1 + V_2 + V_3) = 3,375 - (0,225 + 0.675 + 0,176) = 2,299 \text{ m}^3$$

Donc pour 32 semelles $V = 2,299 \times 32 = 73.57 \text{ m}^3$.

$$\Rightarrow V_{rs} = 73.57 \text{ m}^3$$

✓ **Le volume du remblai compacté des casiers :**

Le volume du remblai compacté des casiers est de $L \times l \times 1.1 \text{ m}^3$.

$$V = 29.5 \times 13 \times 1.1 = 421.85 \text{ m}^3.$$

$$\Rightarrow V_{\text{remblai-com}} = 421.85 \text{ m}^3$$

✓ **Calcul du volume de la maçonnerie :**

La surface de la maçonnerie étant $(2 \times (29.5 \times 0.6 + 13 \times 0.6) = 51 \text{ m}^2)$ et la surface d'une brique étant de $0,06 \text{ m}^2$ ($0,3 \times 0,2$), le nombre de brique pour la maçonnerie est de :

$$\frac{51}{0.06} = 850 \text{ briques.}$$

$$\Rightarrow N_{\text{brique}} = 900 \text{ briques}$$

✓ **Calcul du volume de déblais de la bache :**

$$V_d = L \times B \times H$$

Avec :

V_d : volume excavé en (m³)

L : longueur de la bache en (m)

B : largeur de la bache en (m)

H : hauteur de la bache en (m)

V_d est déjà calculé (Chapitre IV) = 276 m³

Remarque :

Le coefficient de foisonnement est inclus dans le calcul des volumes.

On note l'ensemble des volumes des travaux et les équipements des stations de pompage ainsi que leurs couts dans le **tableau V.1 et V.2** ci-après.

Tableau V.1 : Volumes et coût des travaux de la station de pompage.

Désignation des travaux	Unité	Prix unitaire (DA)	Quantité	Montant (DA)
DECAPAGE	m ³	800	38.35	30680
DEBLAI	m ³	400	384	153600
Evacuation des déblais	m ³	150	108	16200
Béton de propreté	m ³	9000	7.2	64800
B.A .Semelles	m ³	30000	21.6	77760
B.A. Poteaux	m ³	32000	20.48	73728
B.A. demi-poteaux	m ³	32000	8.704	31334,4
Longrines inférieures	m ³	28274	33.47	120492
Longrines supérieures	m ³	28274	33.47	120492
Chape inférieure	U	32000	19.18	69048
Dalle supérieure	U	3978	26.85	96660
Ferraillage	m ³	400	163,75	65500
Remblais compacté fouilles	m ³	450	73.57	33106,5
Remblais compacté casiers	m ³	450	421.85	189832,5
Briques	U	23	900	20700

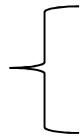
Tableau V.2 : Cout des équipements de la station.

Equipement	Prix unitaire (DA)	Quntité	Montant (DA)
Vanne Guillotine DN-350mm	304469,00	6	1826814
Ventouses trifonctionnelle DN-360 mm	330000,00	3	990000
Mobiliers du bureau	44000,00	1	44000
Pont roulant	324398,97	1	324399
Pompe submersibles KSB (Amarex)	4213300,00	5	21066500
Dégrilleur mécanique	1243000,00	5	6215000
Débitmètre DN-350 mm	43000,00	3	129000
Clapet antiretour	140250,00	5	701250
Bride tournantes	175500	5	877500
			32174463 DA

V.2.2 Détermination des volumes des travaux des conduites de transfert des eaux :

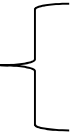
Dans notre cas on a deux conduites, la première est gravitaire a partir du déversoir de la pêcherie et la deuxième de refoulement du Port jusqu'à l'ovoïde Géant :

-conduite gravitaire :



D=600 mm
L=554,40 m

-conduite de refoulement :



D=400 mm
L=1729,44 m

Dans les planches 2 et 3, nous avons les profils en long qui nous aide à déterminer le volume des déblais et des remblais nécessaires pour les travaux de mise en tranchée de la conduite.

Pour bien évaluer les volumes des remblais et déblais on fait des coupes (profils) en travers.

a. Déblais :

A partir du profil en long on trace les profils en travers et on calcule leurs surfaces, pour cela il nous faut les côtes pour chaque profil (Cote terrain naturel et côte projet - fond de la tranchée), ces informations sont mentionnées dans les tableaux **V.3 et V.4**

la surface à calculer est la surface d'un rectangle (On considère que le terrain naturel est plat – déjà préparé) de base « b » et de hauteur « h ».

Tableau V.3 : Surfaces des profils en travers (conduite gravitaire).

point	CTN	CP	h	b	Surface
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m ²)
A	6,89	2,89	4	0,9	3,6
B	3,73	1,73	2	0,9	1,8
C	2,60	0,60	2	0,9	1,8
D	3,01	0,26	2,75	0,9	2,475
E	3,94	-0,10	4,04	0,9	3,636
F	3,82	-0,37	4,19	0,9	3,771
G	4,85	-0,65	5,5	0,9	4,95
H	5,11	-1,04	6,15	0,9	5,535
I	2,50	-1,50	4	0,9	3,6
J	2,84	-1,75	4,59	0,9	4,131
K	3,00	-1,00	4	0,9	3,6

Tableau V.4 : Surfaces des profils en travers (conduite de refoulement).

point	CTN	CP	h	b	Surface
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m ²)
1	3,00	1,50	1,50	0,7	1,05
2	2,00	1,20	0,80	0,7	0,56
3	2,00	0,12	1,88	0,7	1,316
4	1,00	-0,50	1,50	0,7	1,05
5	2,00	-0,38	2,38	0,7	1,666
6	2,00	-0,17	2,17	0,7	1,519

Tableau V.4 : Surfaces des profils en travers (conduite de refoulement) (suite) :

point	CTN	CP	h	b	Surface
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m ²)
7	3,00	0,24	2,76	0,7	1,932
8	2,00	0,39	1,61	0,7	1,127
9	2,25	0,75	1,50	0,7	1,05
10	20,45	18,01	2,44	0,7	1,708

Avec :

$h \text{ (m)} = \text{CTN} - \text{CP}$;

$b \text{ (m)} = \varnothing + 2 \times 0.15$;

$S \text{ (m}^2\text{)} = b \times h$;

Après le calcul des surfaces on calcul les volumes des déblais en utilisant la formule suivante :

$$V_{i,i+1} = \frac{S_i + S_{i+1}}{2}$$

Tels que :

$V_{i,i+1}$: Volume de déblai entre deux coupes successives i,i+1 (m³) ;

S_i, S_{i+1} : Surfaces des deux coupes successives (m²) ;

$L_{i,i+1}$: Longueur entre deux surfaces (m).

Les résultats sont représentés dans les tableaux **V.5** et **V.6**.

Tableau V.5 : volumes des déblais (conduite gravitaire).

tronçon	$S_i \text{ (m}^2\text{)}$	$S_{i+1} \text{ (m}^2\text{)}$	$L_{i,i+1} \text{ (m)}$	$V_{i,i+1} \text{ (m}^3\text{)}$
A-B	3,6	1,8	62,73	169,37
B-C	1,8	1,8	59,40	106,92
C-D	1,8	2,475	61,23	130,88
D-E	2,475	3,636	65,62	200,50
E-F	3,636	3,771	50,00	185,18
F-G	3,771	4,95	50,00	218,03
G-H	4,95	5,535	53,08	278,27

Tableau V.5 : volumes des déblais (conduite gravitaire) (suite).

tronçon	$S_i \text{ (m}^2\text{)}$	$S_{i+1} \text{ (m}^2\text{)}$	$L_{i,Li+1} \text{ (m)}$	$V_{i,i+1} \text{ (m}^3\text{)}$
H-I	5,535	3,6	61,74	282,00
I-J	3,6	4,131	45,00	173,95
J-K	4,131	3,6	45,59	176,23
Total				1921,32

Tableau V.6 : volumes des déblais (conduite de refoulement).

tronçon	$S_i \text{ (m}^2\text{)}$	$S_{i+1} \text{ (m}^2\text{)}$	$L_{i,Li+1} \text{ (m)}$	$V_{i,i+1} \text{ (m}^3\text{)}$
1-2	1,05	0,56	45,37	36,52
2-3	0,56	1,316	168,77	158,31
3-4	1,316	1,05	96,82	114,54
4-5	1,05	1,666	93,29	126,69
5-6	1,666	1,519	170,24	271,11
6-7	1,519	1,932	325,98	562,48
7-8	1,932	1,127	124,72	190,76
8-9	1,127	1,05	288,16	313,66
9-10	1,05	1,708	416,09	573,79
Total				2347,85

b- Remblais

On a deux volumes de remblais à déterminer : Le lit de sable, le remblai compacté.

b-1- Lit de sable :

Ce lit correspond à une couche de sable de 10cm sur le fond de la tranchée, donc c'est une surface constante le long de la tranchée,

Tableau V.7 : volumes du sable.

Tronçon	b (m)	L (m)	V (m³)
Gravitaire (pêcherie-port)	0,9	554,40	49,90
Refoulement (port-Ovoïde Géant)	0,7	1729,44	121,06
			Total=170,96

b-2- Remblai compacté :

Ce volume est déduit à partir du volume du déblai total moins le volume qu'occupe par les conduites et le volume occupé par le lit de sable ;

$$V_{rc} = V_t - (V + V_s)$$

V_{rc} : Volume du remblai compacté (m^3)

V_t : Volume du déblai total (m^3) ;

V : Volume occupé par une conduite (m^3) ; $V = L \cdot (\pi D^2/4)$

Avec :-L : Longueur de la conduite;

-D : Diamètre de la conduite ;

V_s : Volume occupé par le lit de sable (m^3) ;

Tableau V.8 : volumes de remblais compactés.

Tronçon	$V_t (m^3)$	$V (m^3)$	$V_s (m^3)$	$V_{rc} (m^3)$
Gravitaire (pêcherie-port)	1921,32	156,75	49,90	1714,67
Refoulement (port-Ovoïde Géant)	2347,85	217,33	121,06	2009,46
				3724,13

V.2.3- Détermination des volumes des travaux des déversoirs d'orages :

Pour le bon fonctionnement du réseau au temps de pluies, il était nécessaire de projeter des déversoirs d'orage pour déverser les quantités excédentaires ainsi que le contrôle du débit acheminé vers la station.

Ces déversoirs sont en béton armé et précédé par une chambre de tranquillisation d'écoulement.

D'après les calculs effectués au chapitre IV les dimensions des déversoirs sont les suivant représentés dans le **tableau V.8** :

Tableau V.9 : volumes du béton des déversoirs.

Emplacement	Type	Hauter (m)	Largeur (m)	Epaisseur (m)	Volume (m^3)
Pêcherie	Frontal en forme L	0,20	13,05	0,20	0,522
Les Falaises	Latéral	1,12	10	0,20	2,24
	Latéral	0,66	10	0,20	1,32
CovaDe Lawa	Frontal	0,33	3,15	0,20	0,2079

Tableau V.10 : Cout de réalisation des déversoirs.

Désignation de travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Déversoir (la pêcheirie)	m ³	0,522	30000	15660,00
Déversoir (les falaises)	m ³	2,24	30000	67200,00
	m ³	1,32	30000	39600,00
Déversoir (Cova De Lawa)	m ³	0,2079	30000	6237,00
Total				128697,00

Tableau V.11 : Cout des travaux des conduites de transfert des eaux.

N°	Désignation de travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Déblai	m ³	4269,17	400,00	1707668,00
2	Lit de sable (sable)	m ³	170,96	1500,00	256440,00
3	Remblai compacté	m ³	3724,13	450,00	1675858,50
4	Conduite gravitaire	ml	Ø=600 mm ; L=554,40 m ;	1320000	7318080,00
5	Regards	U	10	12000,00	3120000,00
6	Conduite de refoulement (Port-Ovoide Géant)	ml	Ø=400 mm ; L=1729,44 m ;	7920,00	13697164,80
7	Coudes	U	12	1562,00	138744,00
8	Conduite de refoulement (Cova De Lawa-Petit Lac)	ml	Ø=700 mm ; L=4294,05 m ;	5960,00	68533038,00
9	Socles	U	144	10000,00	1440000,00
Total					97886993,30

Remarque :

Il faut noter que la station de Port est 2 fois plus petite que celle de Cova De Lawa, et cela veut dire que le cout sera divisé en deux.

Tableau V.12 : Cout total des travaux du projet.

Désignation de travaux	Cout (DA)
Station de pompage (Cova De Lawa)	322908576,40
Station de pompage (Port)	161454288,20
Conduite gravitaire+regards	10438080,00
refoulement (Port-Ovoïde Géant) +accessoires.	13835908,80
refoulement (Cova De Lawa-Petit Lac) +accessoires	69973038,00
Déversoirs d'orage	128697,00
	578738588,4

Le cout total du projet est au tour de **578738588,4** DA.

Donc si on ajoute la TVA (17%) on aura :

$578738588,4 \times 0.17 + 98385560,03 = \mathbf{677124148,4}$ DA TTC;

V.3 Planification des travaux :

Pour le bon déroulement du projet on a devisé les travaux en deux tranches :

- Réalisations des 2 stations de pompage et la conduite de refoulement vers Petit Lac.
- Réalisation de la conduite de refoulement vers l'ovoïde géant et une deuxième gravitaire vers STP Port ainsi que les déversoirs d'orages projetés.

Les principales opérations à exécuter sont :

❖ 1^{ère} Tranche :

-les stations de pompage :

- A. Décapage de la couche de terre végétale
- B. piquetage
- C. Excavation
- D. Construction des baches en béton armé
- E. Construction de la fosse des pompes et la chambre des vannes
- F. La dalle inférieure
- G. Les poteaux
- H. La dalle supérieure
- I. Les murs de surface

- J. Fixation de l'appareil de levage
- K. Montage des pompes
- L. Montage d'équipements
- M. Clôture de sécurité
- N. Travaux de finition.

-Conduite de refoulement (Cova De Lawa-Petit Lac) :

- P. Curage et aménagement de la cunette.
- Q. Coulage des socles de fixation de la conduite.
- R. Pose de la canalisation.
- S. Essais d'étanchéité.
- T. Travaux de finition.

Tableau V.13: Détermination du délai de la réalisation (station Cova De Lawa).

OPERATION	TR(jours)	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	7	0	7	0	7	0
B	4	7	11	7	11	0
C	10	11	21	11	21	0
D	12	21	33	39	51	18
E	30	21	51	21	51	0
F	21	51	72	51	72	0
G	20	72	92	72	92	0
H	21	92	113	92	113	0
I	10	113	123	138	148	25
J	7	113	120	141	148	28
K	15	113	128	113	128	0
L	20	128	148	128	148	0
M	15	113	128	133	148	20
N	20	148	168	148	168	0

Le chemin critique : **A-B-C-E-F-G-H-K-L-N**

$$\sum TR = 168$$

OPERATION	TR(jours)	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	4	0	4	0	4	0
B	2	4	6	4	6	0
C	7	6	13	6	13	0
D	12	13	25	26	38	13
E	25	13	38	13	38	0
F	21	38	59	38	59	0
G	20	59	79	59	79	0
H	21	79	100	79	100	0
I	8	100	108	109	117	09
J	7	100	107	110	117	10
K	6	100	106	100	106	0
L	11	106	117	106	117	0
M	8	100	108	109	117	09
N	15	117	132	117	132	0

Le chemin critique : **A-B-C-E-F-G-H-K-L-N** $\sum TR = 132$ jours

Tableau V.15: Détermination du délai de la réalisation (conduite de refoulement Cova De Lawa-Petit Lac).

OPERATION	TR(jours)	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
P	15	168	183	168	183	0
Q	30	183	213	183	213	0
R	20	213	233	213	233	0
S	15	233	248	233	248	0
T	20	248	268	248	268	0

Le chemin critique : **P-Q-R-S-T** $\sum TR = 268$ jours

Avec : TR: temps de réalisation, MT : marge totale.

DCP : date de commencement au plutôt.

DFP : date de finition au plutôt.

DCPP: date de commencement au plutard.

DFPP : date de finition au plutard

❖ 2^{ème} Tranche :

-conduite de refoulement (Port-Ovoïde Géant).

-conduite gravitaire (pêcherie-Port).

A. Décapage de la couche de goudron.

B. Piquetage.

C. Exécution des tranchées et regards.

D. Aménagement du lit de pose.

E. La mise en place des canalisations en tranchée et fouille des regards

F. Assemblage des tuyaux.

G. Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et joints.

H. Remblai des tranchées.

I. travaux de finition.

Tableau V.16: Détermination du délai de la réalisation (conduite de refoulement Port-ovoïde Géant).

OPERATION	TR(jours)	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	10	0	10	0	10	0
B	5	10	15	10	15	0
C	10	15	25	15	25	0
D	5	25	30	25	30	0
E	5	25	30	25	30	0
F	5	25	30	25	30	0
G	3	25	28	27	30	2
H	10	30	40	30	40	0
I	5	40	45	40	45	0

Le chemin critique : A-B-C-D-H-I, A-B-C-E-H-I, A-B-C-F-H-I

$$\sum TR = 45$$

jours

Tableau V.17 : Détermination du délai de la réalisation (conduite gravitaire pêche-rie-station de Port).

OPERATION	TR(jours)	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	7	0	7	0	7	0
B	3	7	10	7	10	0
C	10	10	20	10	20	0
D	5	20	25	30	35	10
E	15	20	35	20	35	0
F	3	20	23	32	35	12
G	3	20	23	32	35	12
H	2	35	37	35	37	0
I	5	37	42	37	42	0

Les chemins critiques : **A-B-C-E -H-I**

$$\sum TR = 42 \text{ jours}$$

-Déversoirs d'orage :

- J. Excavation.
- K. Démolition des parois du collecteur existant.
- L. Béton de propreté.
- M. Ferrailage.
- N. Coulage du béton.
- P. Travaux de finition.

Tableau V.18: Détermination du délai de la réalisation des déversoirs d'orage.

OPERATION	TR(jours)	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
J	20	45	65	0	20	0
K	10	65	75	20	30	0
L	8	75	83	30	38	0
M	15	83	98	38	53	0
N	35	98	133	53	88	0
P	22	133	155	88	110	0

Les chemins critiques : **J-K-L-M-N-P**

$$\sum TR = 155 \text{ jours}$$

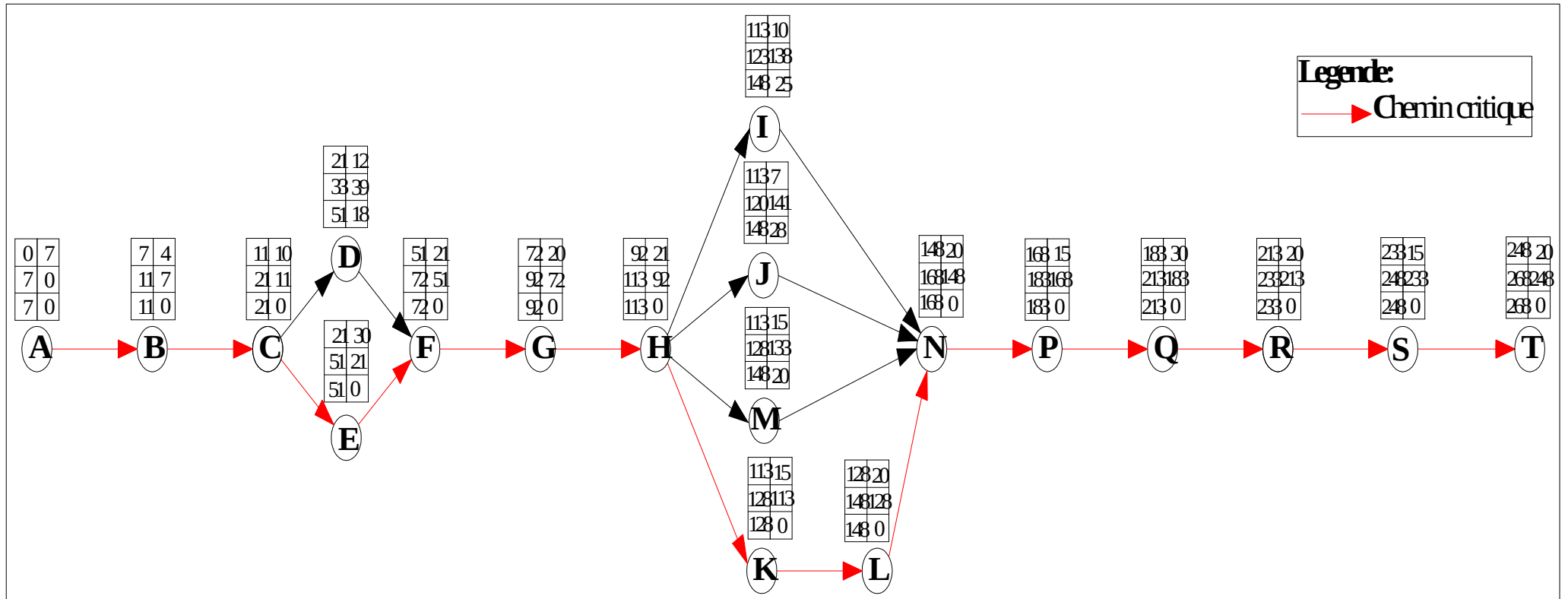


Figure V.5 : réseau à nœuds de la 1^{ère} Tranche.

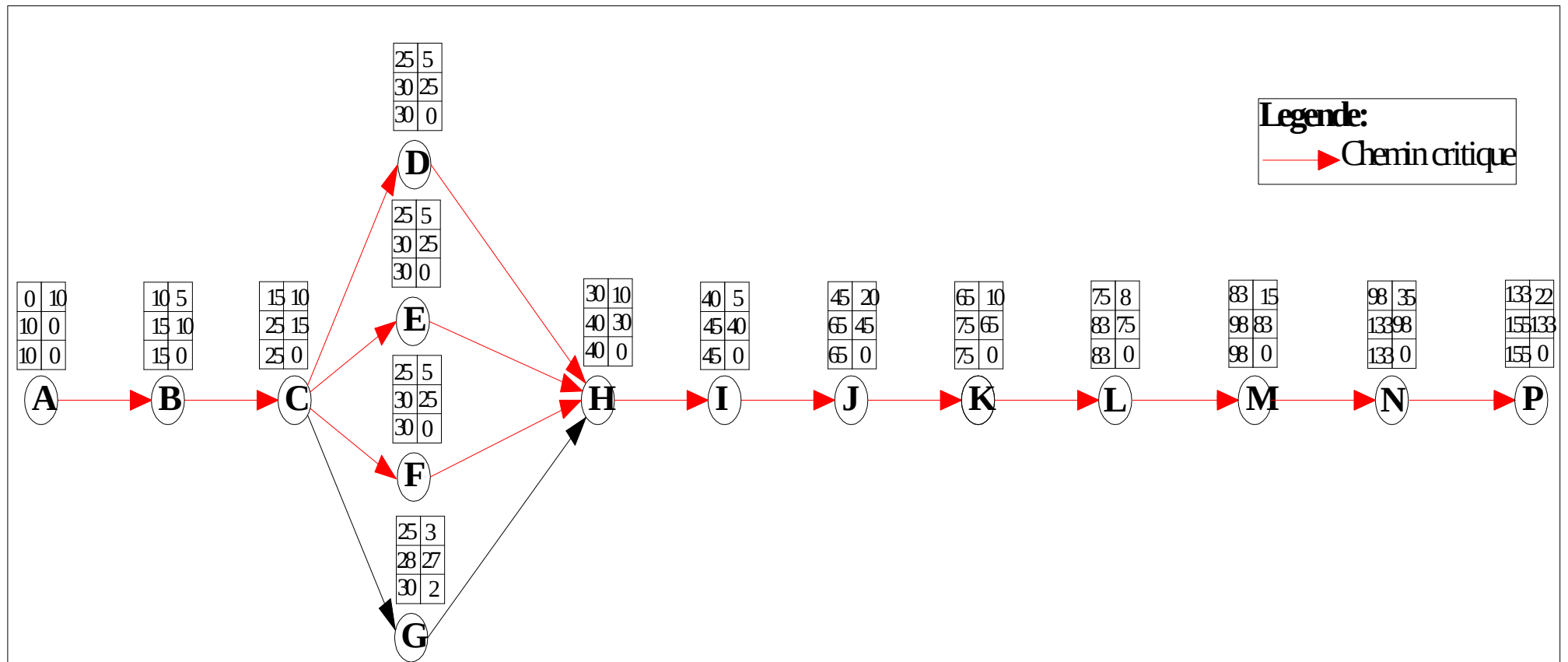


Figure V.6 : réseau à nœuds de la 2^{ème} tranche.

1ère Tranche

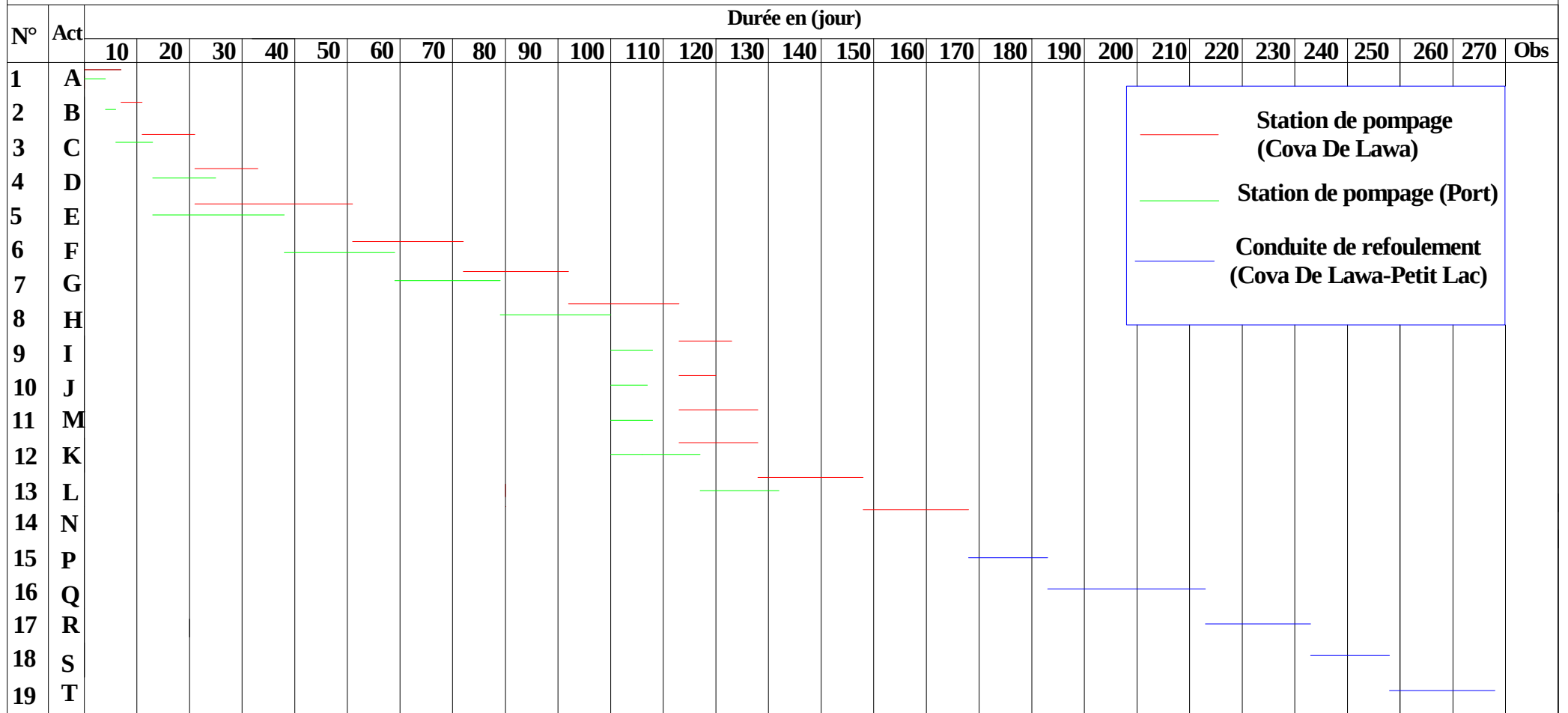


Figure V.7 : Charte de Gantt de la 1^{ère} tranche.

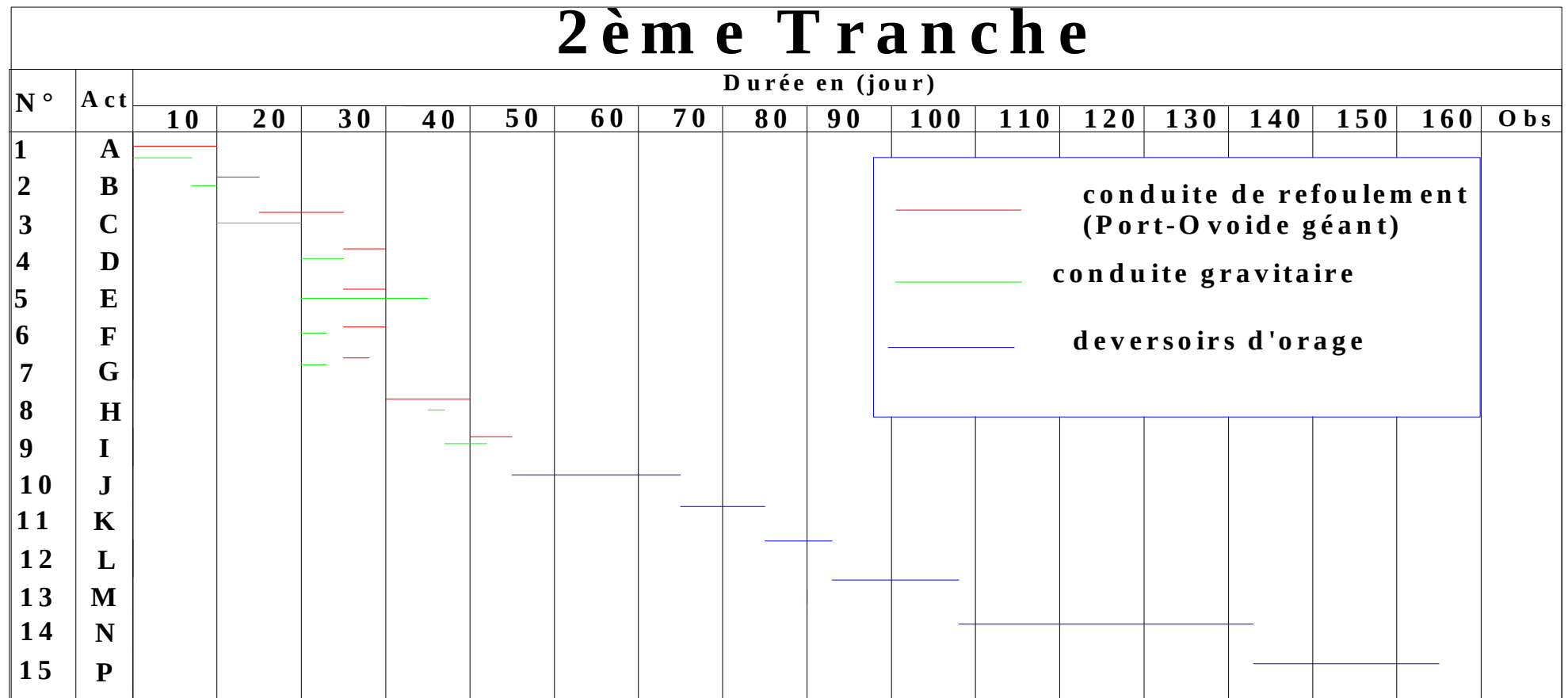


Figure V.8 : Charte de Gantt de la 2^{ème} tranche.

Conclusion :

L'organisation d'un chantier repose essentiellement sur plusieurs Critère, à savoir :

- Qualification du personnel assurant des tâches spécialisées.
- Compétence du staff technique dirigeant.
- Permanence et suivi des travaux à réaliser.
- Respect des normes techniques.
- Financement à payer à terme pour entrepreneur des travaux qui la déjà réalisés.
- Matériel de réalisation adéquat.
- La bonne planification des travaux

Aussi, pour une réussite totale du projet, l'organisation du chantier ne doit subir aucune défaillance à la fois technique ou humaine et qui par conséquent, cet ensemble de critère cités plus haut doit scrupuleusement être respectés.

Concernant la durée de la réalisation de ce projet, la première tranche qui concerne la réalisation des deux stations de pompage (Cova De Lawa et Port) plus la pose de la conduite de refoulement a l'intérieure de la galerie Petit Lac prend 268 jours, ensuite la deuxième tranche qui dure environ 155 jours, donc l'achèvement de travaux sera au bout de 14 mois comme délai de réalisation.

Le coût total de la réalisation de notre projet de refoulement des eaux usées vers la station Petit Lac s'arrête à : **six cent soixante-dix-sept millions et cent vingt-quatre milles cent quarante-huit dinars et quarante centimes. (677124148,4 DA).**

Chapitre VI

Marchés publics

Introduction :

Dans la Pratique, après avoir déterminé le cout du projet, ce dernier sera traiter et attribué à une entreprise de réalisation, cette attribution doit impérativement respecter la réglementation des marchés publics.

VI.1 Définitions :

Les marchés publics sont des contract écrits au sens de la législation en vigueur, pour le compte de service contractant, de travaux d'acquisition de fournitures et d'études.

-Contrat :

Convention, accord entre 2 parties (service contractant et service économique).

-Service contractant :

Administrations publiques, établissement publics, entreprises publiques.

-Travaux, fourniture, services et études :

Prestations faisant l'objet de la commande publique (financement sur les fonds publics).

-Définition complétée par les éléments relatifs au contract dans son sens général et au contract d'entreprise, tels que définis par la législation à laquelle se réfère la RMP.

Un marché public est une convention par laquelle le service contractant confie à un opérateur économique (le cocontractant), la réalisation d'une commande publique dont le prix est déterminé par le jeu de la concurrence.

Le cocontractant s'engage a à fournir la prestation selon les spécifications et aux conditions fixées par le service contractant qui s'engage, par la même rémunérer le travail fourni au prix convenu.

VI.2 Les champs d'application de la RMP :

VI.2.1 Entités responsables de la passation des marchés :

En Algérie, la fonction de passation des marchés est décentralisée. Les organismes concernés sont les Ministères, les Institutions Administratives Nationales, les Wilayas, les Communes et les Etablissements Publics à caractère Administratif. Les établissements publics à caractère industriel et commercial (EPIC). Chaque service contractant dispose de fonctionnaires chargés de la passation des marchés publics, et peut déléguer ses pouvoirs en la matière à des responsables chargés de la préparation et de l'exécution des marchés, conformément aux dispositions législatives et de la réglementation en vigueur. Sous réserve de l'application des dispositions relatives au contrôle des marchés, le choix du cocontractant relève de la compétence du service contractant.

Tableau VI.1 : entités responsables de la passation des marchés.

Application intégrale	Application conditionnelle
- Administrations publiques - Institutions nationales - Wilayas - Communes - Etablissement publics à caractère administratif	- Etablissement publics n'ayant pas un caractère administratif  CRD EPSST EPSCP EPST EPIC - Entreprises publiques économiques.

Tableau VI.2 : Caractéristiques des entités responsable de la passation des marchés :

Entités administratives	Entités économiques
- Subventions de fonctionnement - Subvention d'équipement - Comptabilité publique	- Subvention d'équilibre - Dotation en capital - Comptabilité commerciale

Les contacts passés entre deux administrations publiques ne sont pas soumis aux dispositions de la RMP.

VI.3 Les seuils de passation des marchés publics :

VI.3.1 Travaux et fournitures

Toute commande > **8 000 000 DA** donne lieu obligatoirement à passation de marché au sens de la réglementation des marchés publics.

VI.3.2 Prestation de service et étude

Toute commande > **4 000 000 DA** donne lieu obligatoirement à passation de marché.

VI.3.3 Exigence pour la consultation :

- ✓ Commande détaillée
- ✓ Minimum 3 prestation qualifiés à consulter
- ✓ Obligation d'un contrat (droits et obligation des parties)

VI.3.4 Consultation (exclusions)

Les commandes dont le montant n'atteint pas l'un des seuils ci- dessous sont dispensées des formalités de la consultation.

-Travaux ou fournitures < 500 000 DA

-Etude ou service < 200 000 DA

Les montants de **200 000** et **500 000 DA** constituent un plafond pour les commandes successives dont il faut considérer leur cumul annuel.

VI.3.5 L'approbation des marches

Les marchés ne sont valables qu'après leur approbation par le service contractant.

Formalité (approbation qui intervient après l'obtention des visas réglementaires ;

-de contrôle externe des marchés (commission compétente),

-d'engagement financier (contrôle).

Tableau VI.3 : Autorités habilitées à signer les marchés.

le service contractant	son représentant
L'état	le Ministre
L'institution nationale autonome	son 1 ^{er} responsable
La wilaya	le Wali
L'APC	son Président
Etablissement public ou EPE	Directeur ou Directeur général

VI.4 Définition des besoins

- ✓ Les prestations d'un marché sont définies par des spécifications techniques précises.
- ✓ Les spécifications techniques ne doivent pas créer des obstacles injustifiés à la concurrence.
- ✓ Ne pas faire mention de : mode de fabrication particulier, provenance ou origine déterminée.
- ✓ Pas de référence à une marque ou brevet.
- ✓ S'il y a risque que spécifications connues correspondent à une marque déterminée, prendre soin d'ajouter « ou équipement »

Dans ce cas le soumissionnaire est tenu de prouver que son offre répond aux performances ou exigences fonctionnelles prévues.

VI.4.1 Détermination des besoins (l'allotissement)

- Les besoins sont exprimés en lot unique ou en lots séparés.
- Les exigences de l'allotissement
 - ✓ allotissement doit être prévu au cahier des charges et, dans le cas du budget d'équipement, par la décision d'inscription de l'opération ;
 - ✓ évaluation des offres à effectuer en considérant les lots séparément (lot par lot) ;

- ✓ considérer la somme des lots pour déterminer la commission compétente par rapport aux seuils (commission du service contractant ou commission nationale) ;
- ✓ l'allotissement à justifier devant contrôle, par service contractant.

VI.5 Les marchés :

VI.5.1 Nature des prestations (objet des marchés) :

- ✓ La réalisation de travaux ;
- ✓ L'acquisition de fournitures ;
- ✓ La réalisation d'études ;
- ✓ La prestation de service ;

VI.5.2 Différents types de marchés :

VI.5.2.1 Marché de travaux :

Ce type de marché concerne les constructions, entretien, réhabilitations, restaurations, démolitions ; y compris équipements associés.

Si une prestation de services comprises avec montant < valeur travaux, le marché est de travaux.

VI.5.2.2 Marché de fourniture :

Ce type concerne les études de maturation, d'exécution des programmes d'équipement publics. Garantir condition de réalisation ou d'exploitation, mission de maitre d'œuvre, assistance technique.

VI.5.2.3 Marché de prestation de services :

Les marchés de services sont les marchés conclus avec des prestataires de services qui ont pour objet la réalisation de prestations de services.

Lorsqu'un marché a pour objet à la fois des services et des fournitures, il est un marché de services si la valeur de ceux-ci dépasse celle des produits à fournir.

VI.5.3 Différents catégories de marchés :

VI.5.3.1 Marché ordinaire :

Quantités déterminées dans le cahier des charges.

VI.5.3.2 Contrat programme :

Convention de référence : nature et importance des prestations, montant, échancier, réalisation par marchés d'application.

VI.5.3.3 Marché à commande :

Fournitures ou prestation de services courants et répétitives avec un minimum et maximum en quantité ou valeur. Dans une durée d'une année renouvelable avec maximum de 5 ans.

Exécution par bon de commande en fonction des besoins.

VI.5.3.4 Marché par « groupement de commandes » :

Commande de plusieurs services contractants mises en commun.

Passation : marché unique signé par un coordinateur désigné par convention.

Exécution : chaque de groupe est responsable de sa partie (groupement conjoint) ou s'engage pour la totalité (solidaire).

VI.5.3.5 Marché à tranches conditionnelles :

C'est le cas pour notre projet qui est conditionné par la réalisation en tranches, cette catégorie de marchés est conçu pour :

- Tranche ferme et tranches conditionnelles ;
- Chaque tranche doit constituer un ensemble cohérent ;

VI.5.4 Modes et procédures de passation :

- L'appel d'offres = règle générale de passation des marchés publics
- Le gré à gré = exception
 - ✓ Le gré à gré simple

- ✓ Le gré à gré après consultation

Le choix du mode de passation revient au service contractant qui doit le justifier devant tout contrôle.

VI.5.4.1 Appel d'offres :

Un appel d'offres est une procédure par laquelle le maître de l'ouvrage (client) demande à différents offreurs de faire une proposition chiffrée en réponse à la formulation détaillée (cahier des charges) de son besoin (produit ou service).

VI.5.4.2 Les différentes formes de l'AO :

- L'appel d'offre ouvert : tout candidat **qualifié** peut soumissionner
- L'appel d'offre restreint : candidats remplissant certaines **conditions**
- La consultation sélective : candidats **invités** à soumissionner
- L'adjudication : attribution au **moins disant**
- Le concours : mise en compétition **d'homme d'art**.

VI.5.4.3 Modalités de lancement de l'AO :

- Obligation de publicité : quel que soit la forme de l'AO (5 cas précédents)
- Langues à utiliser : l'arabe et au moins une langue étrangère
- Support de publicité : BOMOP et 2 quotidiens nationaux

VI.5.4.4 Préparation et présentation des offres

- Durée de préparation : fixée en fonction de la complexité de la prestation et le temps nécessaire pour l'acheminement des offres.
- Date départ pour délai : première publication (BOMOP ou presse)
- Dépôt des offres : dernier jour de préparation – si jour férié, dépôt reporté au jour ouvrable suivant.

VI.5.5 Contrôle des marchés

Marchés publics soumis au contrôle durant tout le processus de leur formation et de leur exécution, notamment, préalablement à leur mise en vigueur.

VI.5.5.1 Types de contrôle

- ✓ Contrôle interne

- ✓ Contrôle externe
- ✓ Contrôle de tutelle

VI.5.5.2 Contrôle interne

Exercé par des organes composés de membres internes à l'entité et mis en place par le représentant du service contractant.

VI.5.5.2.1 Organes exerçant le contrôle internes

- Commission permanente d'ouverture des plis
- Commission permanente d'évaluation des offres

a-Rôle de la commission d'ouverture des plis :

- Vérification régularité de l'enregistrement des offres.
- Procédé à l'ouverture des plis (techniques et financiers) en séance publique unique
- Etablit la liste par ordre d'arrivée des soumissions avec leurs montants.
- Décrit le contenu des plis.

b-Rôle de la commission d'évaluation des offres

Composée de membres qualifiés désigné par le représentant de service contractant, Ses missions est l'analyse des offres conformément aux critères prévus dans le cahier des charges, selon le processus suivant :

- Elimination des offres non conformes cahier des charges ou à l'objet de l'appel d'offre
- Evaluation des offres conformes avec classement
- Elimination des offres n'ayant pas obtenu une note minimale
- Proposition au service contractant, offres susceptibles d'être retenues

Résultats d'évaluation mentionnés dans l'avis d'attribution provisoire (concernant l'attribution du marché).

Les autres soumissionnaires non retenus sont invités à prendre connaissance de leurs résultats dans un délai de 3 jours.

Les cahiers des charges sont soumis au visa préalablement au lancement de l'appel d'offre. Délai de décision est de 45 jours.

Les marchés publics sont soumis, préalablement à leur mise en vigueur, au visa de contrôle de la commission compétente selon des seuils déterminés, délai de décision est entre 20 jours et 45 jours.

VI.6 Simulation d'une passation :

La passation d'un marché public devra passer par les étapes suivantes :

1- Le maître de l'ouvrage (Le client) lance l'appel d'offres pour la réalisation d'une prestation donnée (étude ou réalisation) par le biais de la presse nationale (obligation de la publication dans le Bulletin Officiel des Marchés Opérateurs Publics (BOMOP)).

2- Les soumissionnaires retiennent le cahier des charges auprès de l'administration représentant le maître de l'ouvrage.

3- Ils doivent remettre leurs soumissions (offres) selon les conditions et délais indiqués dans le cahier des charges.

4- Une fois les soumissions reçues par le maître de l'ouvrage ; celui-ci constitue deux (02) commissions : une pour l'ouverture des plis (offres) et l'autre pour l'analyse.

5- A l'ouverture des plis sont invités l'ensemble des soumissionnaires pour assister et relever tous les détails qui les concernent.

6- la commission d'analyse des offres respectera à la lettre les clauses du cahier des charges pour dresser un rapport d'évaluation des offres et le présenter à la commission de jugement des offres constituée (dans le cas des directions des ressources en eau) par l'ensemble des chefs de services et présidée par le Directeur (le maître de l'ouvrage).

7- Cette commission donne son verdict pour le choix final de l'entreprise retenue

8- Une attribution provisoire de projet doit apparaître dans les quotidiens nationaux, elle donnera le droit aux soumissionnaires ayant participé à l'appel d'offres et n'ayant pas accepté le choix du maître de l'ouvrage de présenter leur recours.

9- Après l'expiration du délai de l'attribution provisoire, sans recours, l'entreprise retenue doit présenter en dix (10) exemplaires le contrat à l'administration (conformément au cahier des charges) qui à son tour va l'envoyer à la commission des marchés de la wilaya (ou

la Commission Nationale des Marchés Publics CNMP) selon le montant du contrat pour son visa.

Remarque :

Si le montant est inférieur à un milliard du dinar, le contrat passera au niveau local

10-En suite, le contrat passera au contrôleur financier pour son engagement.

11-Une fois le contrat engagé, le maitre de l'ouvrage délivrera à l'entreprise retenue un ordre de service (ODS) de commencement des travaux.

Conclusion :

Concernant mon projet il est très important de savoir qui va prendre en charge le financement de ce projet :

- Est-ce qu'il sera financé par la tutelle, donc le ministère des ressources en eau ?
- Ou bien au niveau local, c'est-à-dire la direction des ressources en eau de la wilaya d'Oran ?
- Ou alors, le projet confié au gestionnaire des réseaux d'eau potable et d'assainissement SEOR ?

Le plus important est que la procédure règlementaire doit être respectée soit par le lancement de l'étude ou pour la phase de réalisation.

Conclusion générale :

Afin de pouvoir proposer des solutions au problème de rejet en mer dans les point de rejet « Fort Lamoune » et « Cova De Lawa » nous avons proposé l'interception des eaux au point bas de la ville ensuite on refoule à l'aide des stations projetées vers la station de pompage existante « Petit Lac ».

Cette solution est le plus optimal point de vue économique et technique car elle permet l'exploitation maximale des ouvrages existants (Ovoïde Géant et Galerie Petit Lac), cette dernière est utilisé comme une galerie de protection pour la conduite de refoulement (Ø 700).

Suite à la présente étude on recommande les points suivants :

- Une bonne gestion des stations de pompage projetées.
- Nettoyage des chambres de déversoirs après chaque période hivernale.
- Division du projet en tranche pour ne pas perturber le fonctionnement du réseau actuel.
- La construction des bassins de confinement a grandes dimensions en cas d'arrêt de pompe.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] : **TOUAIBIA.B**, mars 2004, « Manuel Pratique d'hydrologie ».

[2] : Catalogue technique sur la canalisation en PRV « Présentation générale des tuyaux destinés à l'assainissement ».

[3] : **Centre d'études techniques maritimes et fluviales**, février 2005, « Notice sur les déversoirs ».

[4] : **BENAZZOUEZ.M**, mai 2007, « Stations de pompage et relevage des eaux usées ».
Catalogue des pompes « assainissement & liquides chargés ».

[5] : **SOGREAH**, juillet 1997 Mission A (Assainissement de la partie Sud du Groupement Urbain d'Oran).

[6] : **SATIN.M et SELMI.B** « Guide technique de l'assainissement » 3ème Edition.

[7] : **SCHULHOF.P**, juillet 2002 « Les stations de pompage d'eau », 5ème édition, TEC et DOC, Paris.

[8] : **BOURRIER.B**, 1994, « les réseaux d'assainissement », 5ème Edition Lavoisier. Paris.

[9] : **BENNIS.S**, 2009 : Hydraulique et Hydrologie, 2eme édition.

ANNEXES

Annexe N°01 : Evaluation des débits usés du bassin Nord-Ouest.

Bassin		Sous bassin	Dotation (l/s/hab)	2012					2039						
				Débits d'eaux usées Domestiques				Débit Infiltration (l/s)	Q _{tot} (l/s)	Débits d'eaux usées Domestiques				Débit Infiltration (l/s)	Q _{tot} (l/s)
				Population (hab)	Q _{moy,j} (l/s)	K _p	Q _{pt} (l/s)			Population (hab)	Q _{moy,j} (l/s)	K _p	Q _{pt} (l/s)		
Nord-Ouest	1	Sidi El Houari	200	3190	5,91	2,53	14,95	2,24	17,19	3650	6,76	2,46	16,63	2,49	19,12
		Saint Antoine	200	3801	7,04	2,44	17,18	2,58	19,76	4349	8,05	1,81	14,58	2,19	16,77
		Eckhmul	200	16398	30,37	1,95	59,22	8,88	68,10	18762	34,74	1,57	54,62	8,19	62,81
		Gazel	200	14318	26,51	1,99	52,75	7,91	60,66	16362	30,30	1,58	47,95	7,19	55,14
		Les Panteur	200	7080	13,11	2,19	28,71	4,31	33,02	8101	15,00	1,67	25,00	3,75	28,75
		Total		44787	82,94		172,81	25,92	198,73	51224	90,74		158,78	23,82	182,60
	2	Centre-Ville	200	7963	14,75	2,15	31,71	4,76	36,47	9111	16,87	1,65	27,81	4,17	31,98
		Sidi El Houari	200	6758	12,51	2,21	27,65	4,15	31,80	7732	14,32	2,16	30,93	4,64	35,57
		Les Planteurs	200	22672	41,99	1,89	79,36	11,90	91,26	25940	48,04	1,55	74,56	11,18	85,74
		Total		37393	69,25		138,72	46,73	185,45	145231	69,55		133,3	20,00	153,30
	3	Port/Pécherie	200	4108	7,61	2,41	18,34	2,75	21,09	4700	8,70	1,79	15,56	2,33	17,89
		Centre-Ville	200	7615	14,1	2,17	30,6	4,59	35,19	8712	16,13	1,65	26,70	4,01	30,71
		Sidi El Houari	200	8563	15,86	2,52	39,97	6,00	45,97	9797	18,14	2,09	37,91	5,69	43,60
		Les Planteurs	200	5637	10,44	2,27	23,7	3,56	27,26	6449	11,94	1,71	20,41	3,06	23,47
		Total		25923	48,01		112,61	16,89	129,50	29658	43,63		100,58	15,09	115,67
	Total			108103	200,2		424,14	89,54	513,68	174889	203,91		392,66	58,90	451,56

Annexe N°02 : Evaluation des débits usés des bassins Nord-Centre et Nord-Est.

Sous bassin		Dotatio n (l/s/hab)	2012						2039					
			Débits d'eaux usées Domestiques				Débit Infiltratio n (l/s)	Q _{tot} (l/s)	Débits d'eaux usées Domestiques				Débit Infiltration (l/s)	Q _{tot} (l/s)
			Population (hab)	Q _{moy,j} (l/s)	K _p	Q _{pt} (l/s)			Populatio n (hab)	Q _{moy,j} (l/s)	K _p	Q _{pt} (l/s)		
Nord-Centre	Port/Pêcheurie	200	4108	7,61	2,41	18,31	2,75	21,06	4700	8,70	2,35	20,43	3,06	23,49
	Miramar	200	25410	47,06	1,86	87,73	13,16	100,89	29073	53,84	1,84	99,10	14,87	113,97
	Centre-Ville	200	10246	18,97	2,07	39,35	5,90	45,25	11723	21,71	2,04	44,21	6,63	50,84
	Sidi El Houari	200	4698	8,70	2,35	20,45	3,07	23,52	5375	9,95	2,29	22,79	3,42	26,21
	Bel Air	200	11123	20,60	2,05	42,24	6,34	48,58	12726	23,57	2,01	47,49	7,12	54,61
	Lamur	200	23698	43,89	1,88	82,39	12,36	94,75	27114	50,21	1,85	93,03	13,95	106,98
	Saint Antoine	200	5085	9,42	2,31	21,80	3,27	25,07	5818	10,77	2,26	24,37	3,66	28,03
	Ville Nouvelle	200	10626	19,68	2,06	40,61	6,09	46,7	12158	22,51	2,03	45,63	6,85	52,48
	Gare	200	14822	27,45	1,98	54,27	8,14	62,41	16959	31,41	1,95	61,12	9,17	70,29
	Total		109816	197,13		394,09	59,11	468,23	121794	232,67		458,17	68,73	526,90
Nord-Est	Miramar	200	34566	64,01	1,81	116,02	17,40	133,42	39549	73,23	1,79	131,24	19,69	150,93
	Bel Air	200	5115	9,47	2,31	21,90	3,29	25,19	5852	10,84	2,26	24,49	3,67	28,16
	Gambetta	200	13667	25,31	2,00	50,54	7,58	58,12	15637	28,96	1,96	56,89	8,53	65,42
	Carteaux	200	10431	19,32	2,07	39,96	5,99	45,95	11934	22,10	2,03	44,90	6,74	51,64
	Usto	200	12164	22,53	2,03	45,65	6,85	52,5	13918	25,77	1,99	51,35	7,70	59,05
	Surpresseur	200	22591	41,84	1,89	78,92	11,84	90,76	25848	47,87	1,86	89,10	13,36	102,46
	Saint Eugène	200	9523	17,64	2,10	36,95	5,54	42,49	10895	20,18	2,06	41,49	6,22	47,71
	Total		108057	200,11		389,95	58,49	448,44	123633	228,95		439,46	65,91	505,37
Total			217873	397,24		784,04	117,60	916,67	355538	461,62		897,63	132,48	1032,27

Annexe N°03 : Evaluation des débits pluviaux pour le bassin Nord-Ouest.

Bassin		Sous bassin	Superficie (ha)	Intensité (l/s/ha)	α	2012			2039				
						C _r	Débit pluvial (l/s)	Débit usé (l/s)	Débit total (l/s)	C _r	Débit pluvial (l/s)	Débit usé (l/s)	Débit total (l/s)
Nord-Ouest	1	Sidi El Houari	10,62	98	1	0,70	728,53	17,19	745,72	0,70	728,53	19,12	747,65
		Saint Antoine	16,03	98	0,995	0,61	953,48	19,76	973,24	0,61	953,48	16,77	970,25
		Eckhmul	75,37	98	0,983	0,60	4356,42	68,10	4424,52	0,61	4429,02	62,81	4491,83
		Gazel	90,57	98	0,980	0,36	3131,40	60,66	3192,06	0,42	3653,30	55,14	3708,44
		Les Planteur	35,71	98	0,980	0,43	1474,72	33,02	1507,74	0,60	2057,75	28,75	2086,5
		Total	228,30				10644,56	198,73	10843,29		11822,09	182,60	12004,69
	2	Centre-Ville	14,87	98	0,997	0,80	1162,31	36,47	1198,78	0,9	1307,60	31,98	1339,58
		Sidi El Houari	19,31	98	0,988	0,70	1308,77	31,80	1340,57	0,70	1308,77	35,57	1344,34
		Les Planteurs	114,35	98	0,978	0,43	4712,70	91,26	4803,96	0,60	6575,86	85,74	6661,6
		Total	148,53				7183,78	185,45	7369,23		9192,23	153,30	9345,53
	3	Port/Pécherie	-----	98	-----	-----	-----	21,09	21,09	-----		17,89	17,89
		Centre-Ville	14,22	98	0,977	0,80	1089,21	35,19	1124,4	0,90	1225,36	30,71	1256,07
		Sidi El Houari	28,50	98	0,983	0,70	1921,86	45,97	1967,83	0,70	1921,86	43,60	1965,46
		Les Planteurs	28,43	98	0,983	0,43	1177,67	27,26	1204,93	0,60	1643,27	23,47	1666,74
		Total	71,15				4188,74	129,50	4318,24		4790,49	115,67	4906,16
	Total		447,98				22017,08	513,68	22530,76		25804,81	451,56	26256,37

Annexe N°04 : Evaluation des débits pluviaux pour le bassin Nord-Est et Nord-Centre.

Bassin	Sous bassin	Superficie (ha)	Intensité (l/s/ha)	α	2012				2039			
					C _r	Débit pluvial (l/s)	Débit utilisé (l/s)	Débit total (l/s)	C _r	Débit pluvial (l/s)	Débit utilisé (l/s)	Débit total (l/s)
Nord-Centre	Port/Pêcherie	-----	98	-----	-----	-----	21,06	21,06	-----	-----	23,49	23,49
	Miramar	100,02	98	0,978	0,61	5847,65	100,89	5948,54	0,62	5943,52	113,97	6057,49
	Centre-Ville	19,14	98	0,991	0,80	1487,07	45,25	1532,32	0,90	1672,95	50,84	1723,79
	Sidi El Houari	11,74	98	0,998	0,70	803,75	23,52	827,27	0,70	803,75	26,21	829,96
	Bel Air	65,41	98	0,984	0,41	2586,12	48,58	2634,7	0,45	2838,43	54,61	2893,04
	Lamur	254,41	98	0,970	0,27	6529,74	94,75	6624,49	0,30	7255,26	106,98	7362,24
	Saint Antoine	21,44	98	0,990	0,61	1268,87	25,07	1293,94	0,61	1268,87	28,03	1296,9
	Ville Nouvelle	47,81	98	0,987	0,60	2774,68	46,7	2821,38	0,61	2820,93	52,48	2873,41
	Gare	68,96	98	0,983	0,60	3985,92	62,41	4048,33	0,61	4052,35	70,29	4122,64
	Total	588,93				25283,80	468,23	25752,03		26656,06	526,90	27182,96
Nord-Est	Miramar	13,60	98	0,997	0,90	1195,92	133,42	1329,34	0,62	823,86	150,93	974,79
	Bel Air	30,08	98	0,989	0,41	1195,32	25,19	1220,51	0,45	1311,94	28,16	1340,1
	Gambetta	123,07	98	0,977	0,30	3535,04	58,12	3593,16	0,32	3770,71	65,42	3836,13
	Carteaux	96,26	98	0,979	0,30	2770,61	45,95	2816,56	0,32	2955,32	51,64	3006,96
	Usto	110,04	98	0,979	0,30	3167,24	52,5	3219,74	0,32	3378,39	59,05	3437,44
	Surpresseur	110,85	98	0,979	0,60	6381,10	90,76	6471,86	0,60	6381,10	102,46	6483,56
	Saint Eugène	59,83	98	0,985	0,30	1732,62	42,49	1775,11	0,44	2541,17	47,71	2588,88
	Total	543,73				19977,85	448,44	20426,29		21162,48	505,37	21667,85
Total		1580,64				45261,65	916,67	46178,32		47818,54	1032,27	48480,81