

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'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 Ouvrages Hydrotechniques**

**THEME :**

**ETUDE DE PROTECTION CONTRE LES  
INONDATIONS DU FUTUR POLE ECONOMIQUE DE  
BETHIOUA (W.ORAN)**

**Présenté par :**

**M<sup>r</sup> BOUDANI Mustapha Rabie**

**DEVANT LES MEMBRES DU JURY**

<b>Nom et prénom</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
<b>M<sup>r</sup> B. BENLOUAKLI</b>	<b>M C.B</b>	Président
<b>M<sup>r</sup> A. ZEROUAL</b>	<b>M A.A</b>	Examineur
<b>M<sup>me</sup> N. SAIL</b>	<b>M A.A</b>	Examinatrice
<b>M<sup>me</sup> S. BERBACHE</b>	<b>M A.A</b>	Examinatrice
<b>M<sup>me</sup> S. BENSaad</b>	<b>M A.B</b>	Examinatrice
<b>M<sup>r</sup> A. HADJ SADOK</b>	<b>M C.B</b>	Promoteur

**Septembre - 2013**

## ∞ DEDICACE ∞

*Toutes les lettres ne sauraient trouver les mots qu'il faut...  
Tous les mots ne sauraient exprimer la gratitude,  
L'amour, le respect, et la reconnaissance...  
Aussi, c'est tout simplement que  
Je dédie ce modeste travail :*

*Avant tout, à mes très chers parents : à ma mère Z.Ouria pour son immense soutien, et mon père B.Ahmed sans qui rien de tout cela ne serait arrivé. Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consenti pour mon instruction et mon bien être.*

*Je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous me portez depuis mon enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagnera toujours.*

*Que ce modeste travail soit l'exaucement de vos vœux tant formulés, le fruit de vos innombrables sacrifices, bien que je ne vous en acquitterai jamais assez.*

*Puisse Dieu, le Très Haut, vous accorder santé, bonheur et longue vie et faire en sorte que jamais je ne vous déçoive.*

*A mon cher oncle Z.Maya qui m'a assisté dans les moments difficiles. Je te suis très reconnaissant, et je ne te remercierai jamais assez pour ton amabilité, ta générosité, ton aide précieuse.*

*A mes chers et adorables frères et sœurs, à ma grande sœur Samia l'aimable, et la petite Kamila la généreuse, et à mes deux grand frère Nabil et Yacine. En témoignage de mon affection fraternelle, et de ma profonde tendresse et reconnaissance, je vous souhaite une vie pleine de bonheur et de succès et que Dieu, le tout puissant, vous protège et vous garde.*

*A mes deux petite nièces, Sabrina l'attentionné et Wissam l'audacieuse. Puisse Dieu vous garder, éclairer votre route et vous aider à réaliser à votre tour vos vœux les plus chers.*

*A mes amis : B.Rachid, Z.Abderraouf, B.Saïd, B.M.Mustapha, B.Abdelrezak, B.A.Rabie, B.Nabil, B.Amine, B.Rabah, M.Djaâfar, M.Moatezbillah, M.Seifeldine, Z.Abdelaziz, ... En souvenir de notre sincère et profonde amitié et des moments agréables passés ensemble.*

*A toute la famille BOUDANI, ZERROUKI, MEKNASSI...*

*À toutes les personnes qui ont participées à l'élaboration de ce travail, à tous ceux que j'ai omis de citer. La liste est assez longue, je les remercie tous pour tous les sentiments d'amitié qu'ils ont envers moi et dont je suis très fier.*

A toutes et à tous, je dédie ce travail  
BOUDANI Mustapha Rabie 2013

# Remerciements :

En premier lieu et avant tout, je remercie le seigneur tout puissant, le seul et unique, créateur de la terre et des cieux et des êtres qui les occupent, d'avoir mis à ma disposition tout ce dont j'avais besoin, et bien plus encore... pour m'avoir donné la capacité d'écrire et de réfléchir, et de m'avoir armé de force et de patience et de volonté, qui mon permis d'achever ce modeste travail. Aucun remerciement n'est à la mesure de votre infinie générosité et clémence, puissiez-vous a jamais nous pardonner, veiller sur nous, et guidés nos futurs pas dans le droit chemin.

Et quiconque le remercie, doit remercier ses loyaux serviteurs, dressés sur notre parcours qui ont partagé avec nous leurs connaissances et leur savoir, sans condition et sans la moindre réserve, et c'est dans ce but que je tiens à leurs dire : « MERCI ».

A mon encadreur M<sup>r</sup> : HADJ SADOK Ahmed, pour tous vos investissements et conseils avisés, qui mon étais d'un grand soutien.

A M<sup>r</sup> : BELARBI Mostefa, de m'avoir ouvert la porte de votre maison, et pour votre immense et inconditionnelle aide, et tout le temps et les efforts déployés que vous m'avaient consacrés tout le long de mon parcours universitaire.

Au membre de jury ainsi qu'à leur président, d'avoir accepté de lire et de jugé ce travail, et pour toutes leurs remarques pertinentes, qui ne manqueront pas de l'enrichir, de l'embellir et de le perfectionné.

A tous les enseignants et enseignantes ainsi qu'au directeur de l'ENSH (Blida), pour la remarquable formation qu'ils nous ont donnés.

Au président de la république M<sup>r</sup> : Abdelaziz BOUTEFLIKA, garant de la paix et de la sérénité de notre chère nation et patrie, dans des temps malheureusement fort perturber.

A toutes les personnes à qui j'ai dédié ce travail.

Ainsi qu'à tous les autres qui m'ont aidé et soutenue de près ou de loin.

Une fois encore : « GRAND MERCI A TOUTES ET A TOUS ».

A tous et à toutes, merci  
BOUDANI Mustapha Rabie 2013

## ملخص :

تهدف هذه الدراسة إلى توفير حل دائم للفيضانات المتكررة في القطب الاقتصادي المتواجد ببلدية بطيوة ولاية وهران. هذا العمل يهدف أولاً لتحديد المعطيات الطبوغرافية والجيولوجية لإيجاد حل مناسب. تقدير كمية التدفق للفيضانات عن طريق دراسة هيدرولوجية من أجل تحديد أبعاد مختلف المنشآت الضرورية لهذه التهيئة.

## Résumé :

Cette étude a pour objectif de donner une solution durable aux inondations récurrentes subites par l'assise du futur pôle économique de Bethioua (W.ORAN). Ce travail consiste en premier lieu à définir les paramètres topographiques, géologiques et d'envisager une solution faisable. D'estimer par la suite les débits de crue via l'étude hydrologique, afin de dimensionner les divers ouvrages nécessaires à cet aménagement.

## Abstract :

This study aims to provide a enduring solution to the recurrent inundations that occur in the future economic hub of Bethioua (W.ORAN). This work is aimed at defining the topographical and geological parameters, and consider a feasible solution. To estimate subsequently the flood flows through the hydrological study to design the various structures necessary for this development.

## Table des matières :

<b>LISTE DES FIGURES :</b> .....	<b>VIII</b>
<b>LISTE DES TABLEAUX :</b> .....	<b>IX</b>
<b>LISTE DES PLANCHES :</b> .....	<b>X</b>
<b>INTRODUCTION GENERALE :</b> .....	<b>1</b>
<b>CHAPITRE I</b> .....	<b>2</b>
<b>I. PRESENTATION DU SITE ET PROBLEMATIQUE (ETUDE TOPOGRAPHIQUE) :</b> .....	<b>3</b>
I.1. INTRODUCTION :	3
I.2. PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE :	3
I.2.1. Situation géographique de la commune de BETHIOUA (W.ORAN) :	3
I.2.2. Coordonnées géographiques du chef-lieu de la commune de Bethioua :	4
I.2.3. Economie de la commune de BETHIOUA (W.ORAN) :	4
I.3. PRESENTATION DU SITE « LE NOUVEAU POLE ECONOMIQUE DE BETHIOUA (W.ORAN) » :	4
I.3.1. Situation géographique du nouveau pôle économique de BETHIOUA :	4
I.3.2. Impact du nouveau pôle économique de Bethioua sur le développement économique de la région :	6
I.4. PROBLEMATIQUE DU SITE :	7
I.5. SITUATION ACTUELLE DE L'ETUDE D'AMENAGEMENT DU SITE CONTRE LES FUTURES INONDATIONS :	7
I.6. CONCLUSION :	9
<b>CHAPITRE II</b> .....	<b>10</b>
<b>II. ETUDE GEOTECHNIQUE :</b> .....	<b>11</b>
II.1. INTRODUCTION :	11
II.2. CARACTERISTIQUES GEOLOGIQUES ET HYDROGEOLOGIQUES DE LA REGION D'ETUDE (REGION ORANAIS) :	11
II.2.1. Géologie de la région d'étude :	11
II.2.2. Litho stratigraphie de la région d'étude :	12
II.2.3. Réseau hydrographique de la région d'étude :	15
II.2.4. Sismicité de la région d'étude <sup>[9]</sup> :	15
II.3. ETUDE GEOTECHNIQUE DU SITE <sup>[1]</sup> :	16
II.3.1. Géologie du site :	16
II.3.2. Tectonique du site :	16
II.3.3. Travaux d'investigation entrepris dans le site :	17
II.3.4. Essais au laboratoire :	19
II.3.5. Description et caractéristiques des sols en place :	19
II.3.6. Analyse chimique du sol :	23
II.3.7. Condition de la nappe d'eau :	23
II.3.8. Capacité portante :	24
II.4. CONCLUSION ET RECOMMANDATION :	26
<b>CHAPITRE III</b> .....	<b>29</b>
<b>III. ETUDE DES DIFFERENTES VARIANTES :</b> .....	<b>30</b>
III.1. INTRODUCTION :	30
III.2. PROJECTION DES DIFFERENTES VARIANTES :	30
III.2.1. Variante N°1 (Evacuation des eaux pluviales par alimentation d'une nappe captive) :	31
III.2.2. Variante N°2 (Evacuation des eaux pluviales via une station de Relevage) :	32
III.2.3. Variante N°3 (Evacuation des eaux pluviales via une station de Relevage à débit tempéré via un bassin de retenue) :	33
III.2.4. Variante N°4 (Evacuation des eaux pluviales via un réseau gravitaire) :	35
III.3. CONCLUSION :	36
<b>CHAPITRE IV</b> .....	<b>38</b>
<b>IV. ETUDE HYDROLOGIQUE :</b> .....	<b>39</b>
IV.1. INTRODUCTION :	39
IV.2. RAPPEL SUR LA SITUATION DE LA ZONE D'ETUDE ET SA TOPOGRAPHIE :	40
IV.2.1. Notion d'averse :	40
IV.2.2. Choix de la période de retour :	40
IV.3. DELIMITATION DU BASSIN VERSANT :	41
IV.4. CARACTERISTIQUES DU BASSIN VERSANT <sup>[2]</sup> :	43
IV.4.1. Superficie du bassin versant :	43
IV.4.2. Longueur du périmètre du bassin versant :	43
IV.4.3. Indice de compacité de Gravelius $K_c$ :	43

IV.4.4. Rectangle équivalent ou rectangle de Gravelius :	44
IV.4.5. Caractéristiques du relief du bassin versant :	45
IV.5. DETERMINATION DU TEMPS DE CONCENTRATION :	48
IV.5.1. Temps de concentration selon la formule de Giandotti <sup>[2]</sup> :	49
IV.5.2. Temps de concentration selon la formule de Kirpich <sup>[3]</sup> :	49
IV.5.3. Temps de concentration selon la formule de Bourrier <sup>[4]</sup> :	49
IV.5.4. Comparaison du temps de concentration :	51
IV.6. DETERMINATION DU COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT MOYEN (PONDEREE) :	52
IV.7. PLUIE MAXIMALE JOURNALIERE :	55
IV.7.1. PJ max : en (mm) :	56
IV.7.2. Graphe des répartitions :	57
IV.7.3. Caractéristiques statistiques de la série de pluie maximale journalière :	57
IV.7.4. L'ajustement de la série des pluies maximales journalières <sup>[5]</sup> :	58
IV.7.5. Comparaison des résultats de l'ajustement de la série des pluies maximales journalières :	59
IV.8. LES INTENSITES DES AVERSES :	62
IV.8.1. Résultats de $P_{Tc}$ pour une durée égale au temps de concentration (1,92 h) :	62
IV.9. ESTIMATION DES CRUES ET CONSTRUCTION DE HYDROGRAMME DE CRUE :	62
IV.9.1. Formule de Sokolovsky (recommandée pour les petits bassins versant) <sup>[2]</sup> :	62
IV.9.2. formule de Turazza (recommandée pour les petits bassins versant du même type) <sup>[2]</sup> :	64
IV.10. CONCLUSION :	66
<b>CHAPITRE V</b> :	<b>68</b>
<b>V. DIMENSIONNEMENT DES DIFFERENTS OUVRAGES :</b>	<b>69</b>
V.1. INTRODUCTION :	69
V.2. DEFINITION DES ECOULEMENTS A SURFACE LIBRE :	69
V.3. CHOIX DU TRACE DE L'AMENAGEMENT (IMPLANTATION DES DIFFERENT OUVRAGES) :	72
V.4. PRINCIPES DE DIMENSIONNEMENT DES DIFFERENTS OUVRAGES (ECOULEMENT A SURFACE LIBRE) :	73
V.4.1. Principes généraux des écoulements à surface libre (à régime uniforme) <sup>[6]</sup> :	73
V.4.2. Principe de dimensionnement des différents éléments du réseau d'aménagement (Canaux, collecteurs, et émissaire) :	77
V.5. DETERMINATION DES DEBITS DES DIFFERENTS ELEMENTS DU RESEAU D'AMENAGEMENT :	77
V.5.1. Calcul de l'intensité de pluie et du coefficient de surface par hectare :	77
V.5.2. Détermination des superficies effectives en fonction des zones drainées par les différents éléments du réseau d'aménagement :	78
V.5.3. Détermination des débits des eaux pluviales par tronçon :	80
V.6. PRINCIPE DE CALCUL DES SECTIONS LES PLUS AVANTAGEUSES :	82
V.6.1. Cas d'un canal rectangulaire :	82
V.6.2. Cas d'un canal trapézoïdal :	83
V.6.3. Cas d'une galerie ou d'un collecteur circulaire :	84
V.7. DIMENSIONNEMENT DES DIFFERENTS ELEMENTS DU RESEAU :	85
V.7.1. Choix des matériaux de réalisation en fonction du site :	85
V.7.2. Collecteurs et émissaire (Section circulaire) :	86
V.7.3. Canaux en dur (Section trapézoïdale) :	87
V.8. VERIFICATION DES (REGIMES D'ECOULEMENT, VITESSES, LIGNE D'EAU, ET CONDITION D'AUTO-CURAGE) :	88
V.8.1. Détermination des régimes d'écoulement de chaque tronçon (Torrentiel ou fluvial) :	88
V.8.2. Concernant les vitesses d'écoulement « vitesses réelles (Maximales et minimales) ainsi que les vitesses pleines sections » :	90
V.8.3. Notion d'auto-curage :	90
V.8.4. Vérification de la ligne d'eau <sup>[7]</sup> :	92
V.9. LES OUVRAGES ANNEXES :	99
V.9.1. Bouches d'égout ou avaloires <sup>[8]</sup> :	100
V.9.2. Regards de visite du réseau (EP) <sup>[8]</sup> :	100
V.9.3. Regards de visite d'émissaire :	102
V.9.4. Ouvrage de raccordement entre les canaux à ciel ouvert et le réseau souterrain :	105
V.9.5. Ouvrage de liaison entre l'émissaire et le milieu naturel (cours d'eau) « l'embouchure » :	106
V.10. CONCLUSION :	107
<b>CHAPITRE VI</b> :	<b>112</b>

<b>VI. ETUDE GENIE CIVIL :</b> .....	<b>113</b>
VI.1. INTRODUCTION :	113
VI.2. RESUME DES DONNEES ET SUPPOSITIONS NECESSAIRES :	113
VI.2.1. Le sol en place :	113
VI.2.2. Propriétés et caractéristiques des bétons et des armatures à utiliser pour les divers ouvrages en béton armé <sup>[10]</sup> :	114
VI.2.3. Etat limite de service & Etat limite ultime <sup>[10]</sup> :	116
VI.3. VERIFICATION DE LA PRESSION EXERCEE SUR LES SEGMENTS DU RESEAU SOUTERRAIN EN PRV :	118
VI.4. ETUDE DE COMPOSITION DU BETON :	118
VI.5. CALCUL GENIE CIVIL DES CANAUX TRAPEZOÏDAUX SURFACIQUES A CIEL OUVERT :	119
VI.5.1. calcul de stabilité des canaux trapézoïdaux surfaciques à ciel ouvert :	120
VI.5.2. Calcul de ferrailage des canaux trapézoïdaux surfaciques à ciel ouvert :	120
VI.6. CALCUL GENIE CIVIL DES AUTRES OUVRAGES EN BETON ARME :	125
VI.6.1. calcul de stabilité des autres ouvrages en béton armé :	125
VI.6.2. les calculs de ferrailage des autres ouvrages en béton armé :	125
VI.7. CONCLUSION :	126
<b>CHAPITRE VII.....</b>	<b>127</b>
<b>VII. ORGANISATION DE CHANTIER :</b> .....	<b>128</b>
VII.1. INTRODUCTION :	128
VII.2. ORGANISATION TECHNIQUE DE PREPARATION <sup>[11]</sup> :	129
VII.3. ROLES ET RESPONSABILITES DES INTERVENANTS SUR CHANTIER <sup>[11]</sup> :	129
VII.3.1. Le maître de l'ouvrage :	129
VII.3.2. Le maître d'œuvre :	129
VII.3.3. L'entrepreneur :	129
VII.3.4. L'organe de contrôle technique :	130
VII.4. TRAVAUX PREPARATOIRES ET INSTALLATION DE L'ENTREPRISE <sup>[11]</sup> :	130
VII.4.1. Installations destinées au personnel :	130
VII.4.2. Installations destinées au stockage des matériaux :	130
VII.4.3. Installations destinées à la réparation des engins :	130
VII.4.4. Installation destinée pour la préfabrication :	130
VII.5. ORDRE D'EXECUTION DES TRAVAUX :	131
VII.6. TRAVAUX DE REALISATION :	131
VII.6.1. Travaux de transport et de stockage des conduites en PRV :	131
VII.6.2. Travaux d'excavations :	131
VII.6.3. Travaux de pose des conduites en PRV au fond des tranchées :	131
VII.6.4. Travaux secondaires :	132
VII.7. LES MOYENS DE CHANTIER <sup>[11]</sup> :	132
VII.7.1. Les moyens humains :	132
VII.7.2. Les engins nécessaires :	133
VII.7.3. Le matériel de bétonnage :	133
VII.8. PROGRAMME DES TRAVAUX :	133
VII.9. PLANIFICATION <sup>[11]</sup> :	134
VII.9.1. Définition :	135
VII.9.2. Techniques de la planification :	135
VII.9.3. Délai de construction et programme des travaux :	138
VII.9.4. Symboles des différentes opérations :	138
VII.10. DETERMINATION DU CHEMIN CRITIQUE <sup>[11]</sup> :	142
VII.13. CONCLUSION :	142
<b>CHAPITRE VIII.....</b>	<b>143</b>
<b>VIII. PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL :</b> .....	<b>144</b>
VIII.1. INTRODUCTION :	144
VIII.2. CONDITION DANGEREUSES DANS LE CHANTIER <sup>[12]</sup> :	144
VIII.3. ACTION DANGEREUSES <sup>[12]</sup> :	145
VIII.4. MESURES PREVENTIVES <sup>[12]</sup> :	145
VIII.5. PLAN DE SECURITE ADAPTE AUX TRAVAUX DE REALISATION :	145
VIII.6. CONCLUSION :	146
<b>CONCLUSION GENERALE :</b> .....	<b>148</b>
<b>REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES :</b> .....	<b>151</b>

## LISTE DES FIGURES :

Figure I.1 : Situation géographique de la commune de BETHIOUA (W.ORAN) « Réf : extraite d'OpenStreetMap ».	3
Figure I.2 : Situation géographique du site (Le nouveau pôle économique de BETHIOUA) « Réf : extraite de la carte d'état-major (NI – 30 – XXIV – 2 Ech 1/50000) ».	5
Figure I.3 : Photos prise sur le site « Le future pôle économique de Bethioua (W.ORAN) ».	8
Figure II.1 : La carte géologique d'Oran « Réf : extraite de la carte géologique de l'Algérie ech 1/500000 2ème édition».	13
Figure II.2 : Légende de la carte géologique d'Oran « Réf : extraite de la carte géologique de l'Algérie ech 1/500000 2ème édition».	14
Figure II.3 : Carte de zonage sismique du territoire national – RPA99 version 2003.	15
Figure II.4 : Photos des sondages réalisés sur le site.	18
Figure III.1 : Schéma explicatif de la première variante (alimentation d'une nappe captive).	30
Figure III.2 : Schéma explicatif des équipements de la station de relevage nécessaire à la seconde variante (schéma type d'une station de pompage ou station de relevage).	31
Figure III.3 : Schéma explicatif de la troisième variante (station de pompage ou station de relevage + bassin tampon « calcul du volume du bassin »).	33
Figure III.4 : Schéma explicatif de la quatrième variante (aménagement gravitaire).	34
Figure IV.1 : Délimitation du bassin versant.	40
Figure IV.2 : Rectangle équivalent ou rectangle de Gravelius.	43
Figure IV.3 : Répartition en courbe hypsométrique.	44
Figure IV.4 : Schéma d'aménagement projeté pour le calcul du temps de concentration selon la formule de Bourrier.	48
Figure IV.5 : Schéma de variation du coefficient de ruissellement dans le bassin versant.	53
Figure IV.6 : Graphe de Répartition des pluies maximales journalières (Pjmax) de 1980 à 2004 « source : l'ONM de Mostaganem station 60457 (code ONM) ».	55
Figure IV.7 : Graphe d'ajustement selon la loi Normale de Gauss.	58
Figure IV.8 : Graphe d'ajustement selon la loi Log-normale de Galton.	58
Figure IV.9 : Graphe d'ajustement selon La loi de Gumbel au non dépassement (méthode des moments).	58
Figure IV.10 : Hydrogramme de crue (Obtenu par la méthode de Sokolovsky pour une période de retour T=100 ans, et un temps de concentration Tc = 1,92).	63
Figure V.1 : Distribution des superficies effectives en fonction des zones drainées par les différents éléments du réseau d'aménagement.	75
Figure V.2 : Les différents types de transition du régime d'écoulement.	89
Figure V.3 : Energie spécifique en fonction de profondeur.	90
Figure V.4 : Les différentes formes de courbes de remous.	93
Figure V.5 : Schéma d'un ressaut hydraulique.	94
Figure V.6 : Schéma des bouches d'égout ou avaloire.	97
Figure V.7 : Schéma des regards de visite du réseau (EP).	98
Figure V.8 : Schéma des regards de visite de l'émissaire.	99
Figure V.9 : Schéma des regards de visite de l'émissaire (modélisation 3D).	100
Figure V.10 : Schéma de jonction entre les canaux à ciel ouvert et le réseau (EP) souterrain.	101
Figure V.11 : Schéma de l'embouchure à l'extrémité de l'émissaire.	102
Figure VI.1 : Canal type pour le calcul de ferrailage des canaux en BA nécessaires à l'aménagement (mur bajoyer et radier).	115
Figure VI.2 : Efforts appliqués sur le rideau d'un mur de soutènement simple pour le calcul de ferrailage des murs bajoyers des canaux en BA nécessaires à l'aménagement.	116
Figure VI.3 : Efforts appliqués sur le radier des canaux en BA nécessaires à l'aménagement (pour le calcul de ferrailage).	117
Figure VI.4 : Schéma de ferrailage des canaux.	120
Figure VII.1 : Programme des travaux pour la réalisation du réseau d'aménagement du futur pôle économique de Bethioua contre les inondations (Le réseau à nœuds).	134

## LISTE DES TABLEAUX :

Tableau I.1 : Coordonnées géographiques du chef-lieu de la commune de BETHIOUA (W.ORAN).	4
Tableau I.2 : Coordonnées géographiques du site « Le nouveau pôle économique de BETHIOUA ».	5
Tableau II.1 : Les sondages réalisés sur site et leurs profondeurs respectives.	17
Tableau II.2 : Analyses chimiques de l'eau.	23
Tableau II.3 : Capacité portante pour les fondations superficielles.	24
Tableau II.4 : Capacité portante pour les fondations profondes.	24
Tableau II.5 : Charge nominale $Q_n$ en fonction du diamètre du pieu foré.	26
Tableau IV.1 : Surfaces partielles du bassin versant par tranche d'altitude.	43
Tableau IV.2 : Pente moyenne du bassin versant.	45
Tableau IV.3 : Dimension et caractéristique du réseau projeté pour le calcul de $t_2$ .	49
Tableau IV.4 : Comparaison des différents temps de concentration.	50
Tableau IV.5 : Valeurs du coefficient de Ruissellement $C_r$ en fonction du type de sol, de la couverture végétale et de la pente.	52
Tableau IV.6 : Valeurs types du coefficient de Ruissellement $C_r$ en fonction du type d'utilisation du terrain.	52
Tableau IV.7 : Répartition des pluies maximales journalières ( $P_{jmax}$ ) de 1980 à 2004 « source : l'ONM de Mostaganem station 60457 (code ONM) ».	54
Tableau IV.8 : Tableau comparatif des résultats d'ajustement de la série des pluies maximales journalières.	59
Tableau IV.9 : Estimation des pluies fréquentielles de durée égale au temps de concentration.	60
Tableau IV.10 : Valeurs du Coefficient $\delta$ qui dépend des caractéristiques du bassin versant.	61
Tableau IV.11 : Estimation de ( $QF\%$ max) par la méthode de Sokolovsky, pour différents périodes de retour et par conséquence le débit de l'émissaire.	62
Tableau IV.12 : Estimation de ( $QF\%$ max) par la méthode de Turazza, pour différents périodes de retour et par conséquence le débit de l'émissaire.	63
Tableau IV.13 : Comparaison des estimations de ( $QF\%$ max) de deux méthodes (Sokolovsky et Turazza), pour différentes périodes de retour et par conséquence le débit de l'émissaire.	64
Tableau V.1 : Classification des écoulements dans l'hydraulique fluviale (à surface libre).	68
Tableau V.2 : Valeurs du coefficient $\gamma$ de la formule de Bazin (avec $R_h$ en mètre), extrait de la documentation « Techniques de l'Ingénieur Réf : C 5 195 ».	71
Tableau V.3 : Valeurs du coefficient $k$ de la formule : $V = k R^{2/3} I^{1/2}$ (avec $V$ en m/s et $R$ en mètre), extrait de la documentation « Techniques de l'Ingénieur Réf : C 5 195 ».	72
Tableau V.4 : Les formules de ( $B, S, P, R_h, D_h$ ) de différentes formes de contenant.	73
Tableau V.5 : Superficie effective drainée des différents segments du réseau d'aménagement.	76
Tableau V.6 : Calcul des débits des eaux pluviales par tronçon.	77
Tableau V.7 : Suite des calculs des débits des eaux pluviales par tronçon.	78
Tableau V.8 : Dimensionnements des collecteurs et émissaire (section circulaire).	83
Tableau V.9 : Dimensionnements des carnaux en dur (Section trapézoïdale).	84
Tableau V.10 : Dimensions arrondies (©) des carnaux en dur (Section trapézoïdale).	84
Tableau V.11 : Détermination des régimes d'écoulement des collecteurs et émissaire (section circulaire).	85
Tableau V.12 : Détermination des régimes d'écoulement des carnaux en dur (Section trapézoïdale).	86
Tableau V.13 : Vérification de l'auto-curage du réseau souterrain (collecteurs, antennes, et émissaire).	88
Tableau V.14 : Type de ressaut en fonction du nombre de Froude d'avant le changement de régime extrait de la documentation « Hydraulique générale Armando LENCASTRE ».	94
Tableau V.15 : Tableau récapitulatif des divers ouvrages linéaires nécessaires à l'aménagement.	105
Tableau V.16 : Suite du tableau récapitulatif des divers ouvrages linéaires nécessaires à l'aménagement.	106
Tableau VII.1 : Symboles et durées des opérations.	133
Tableau VII.2 : Programme des travaux pour la réalisation du réseau d'aménagement du futur pôle économique de Bethioua contre les inondations (Le diagramme de <i>Gantt</i> ).	135
Tableau VIII.1 : Objectifs visés et mesures à prendre.	140

## **LISTE DES PLANCHES :**

- Planche N°1 : PRESENTATION DU SITE : CARACTERISTIQUES ET  
INFORMATIONS  
FUTUR POLE ECONOMIQUE DE BETHIOUA (W.ORAN).
- Planche N°2 : PLAN D'AMENAGEMENT DU FUTUR POLE ECONOMIQUE DE  
BETHIOUA (W.ORAN)  
(RESEAUX EP ET EMISSAIRE) "1/3".
- Planche N°3 : PLAN D'AMENAGEMENT DU FUTUR POLE ECONOMIQUE DE  
BETHIOUA (W.ORAN)  
(RESEAUX EP ET EMISSAIRE) "2/3".
- Planche N°4 : PLAN D'AMENAGEMENT DU FUTUR POLE ECONOMIQUE DE  
BETHIOUA (W.ORAN)  
(RESEAUX EP ET EMISSAIRE) "3/3".
- Planche N°5 : PROFIL EN LONG DE L'EMISSAIRE  
AMENAGEMENT DU FUTUR POLE ECONOMIQUE DE  
BETHIOUA (W.ORAN).
- Planche N°6 : PLANS DE COFFRAGE ET DE FERRAILLAGE :  
CANAUX, REGARDS, OUVRAGES DE RACCORDEMENT.

# **INTRODUCTION GENERALE**

## **INTRODUCTION GENERALE :**

De nombreux sites en Algérie comportent de nos jours, un risque d'inondation, d'une part à cause des changements climatiques survenus ces dernières années, et d'autre part à cause du non-respect des normes de construction en vigueur, ainsi lors de certaines crues exceptionnelles, les conséquences sont souvent dramatiques, en plus des dégâts matériels considérables et leurs conséquences économiques au long terme, il y'a aussi les risques de perte humaine.

Le futur pôle économique de Bethioua (W.Oran) en fait partie, projeté en zone inondable et partiellement construit, il s'agit, en fait, d'un grand projet attendu par la population riveraine de la région, ce dernier devra promouvoir l'activité industrielle tout en créant divers poste d'emploi.

Le parcellaire sur 160 ha du pôle déjà établi et ces terrains en partie vendus, les travaux de voirie ont été lancés et interrompus à cause de la remontée des eaux. Il s'est avéré par la suite que le terrain se situe en pleine dépression naturelle sujette à de fréquentes inondations, face à cela les autorités en vigueurs n'avaient que deux solutions envisageables, rembourser les divers investisseurs ou aménager le terrain, la deuxième solution étant choisie, et un appel d'offre pour l'étude fut émis.

C'est dans ce cadre que débute cette étude, qui a pour principale objectif de trouver une solution durable au problème, en aménageant le terrain de façon à protéger ces infrastructures. Ainsi afin de répondre à cet objectif, une étude détaillée du relief et de la géologie du site sont primordiale, ces deux dernier orienteront le choix de variante, et permettront par la suite de dimensionné les divers ouvrages nécessaires après estimation des débits de crue.

# **CHAPITRE I**

## **PRESENTATION DU SITE ET PROBLEMATIQUE (ETUDE TOPOGRAPHIQUE)**

# I. PRESENTATION DU SITE ET PROBLEMATIQUE (ETUDE TOPOGRAPHIQUE) :

## I.1. INTRODUCTION :

Ce chapitre porte sur la présentation de la zone et du site en question « le nouveau pôle économique de Bethioua (W.ORAN) » (Coordonnées géographiques, relief, ainsi que divers problèmes), cela permettra de se familiariser avec le site, afin que l'étude d'aménagement soit le plus proche de la réalité.

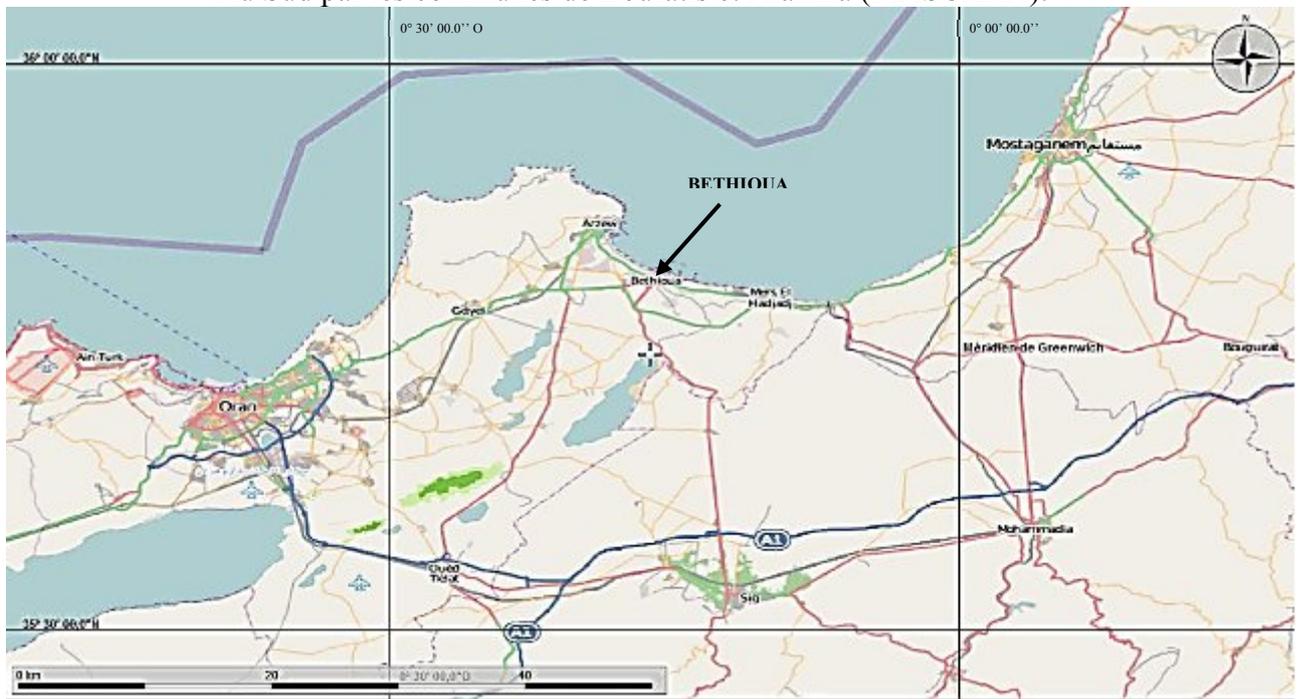
## I.2. PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE :

### I.2.1. Situation géographique de la commune de BETHIOUA (W.ORAN) :

La commune de BETHIOUA « Figure I.1 » se situe dans le littoral oranais à environ 45 km au Nord-Est de la Wilaya d'ORAN, au bord de la mer méditerranéenne.

Elle est délimité par :

- Au Nord par la mer méditerranéenne.
- A l'Est par la commune de Marsat El-Hadjadj.
- A l'ouest par les communes de Ain El-Bia, Hassi Mefsoukh, Ben Freha et Boufatis.
- Au Sud par les communes de Boufatis et Alaïmia (MASCARA).



**Figure I.1 : Situation géographique de la commune de BETHIOUA (W.ORAN) « Réf : extraite d'OpenStreetMap ».**

**I.2.2. Coordonnées géographiques du chef-lieu de la commune de Bethioua :**

Les coordonnées du chef-lieu de la commune de Bethioua sont résumées dans le Tableau I.1

**Tableau I.1 : Coordonnées géographiques du chef-lieu de la commune de BETHIOUA (W.ORAN).**

<b>WGS 84</b>	<b>Coordonnées :</b>	<b>Sexagésimales :</b>	<b>Décimales :</b>	<b>Altitude : (m)</b>
	<b>Latitude :</b>	35° 48' 16.96" N	35.80471° N	47
	<b>Longitude :</b>	0° 15' 34.46" W	0.259573° W	
<b>UTM « fuseau 30 » X<sub>0</sub> = 500000 Y<sub>0</sub> = 0</b>	<b>Coordonnées :</b>	<b>X : (m)</b>	<b>Y : (m)</b>	<b>Z : (m)</b>
		747625.7	3965754.3	47

La commune de Bethioua présente une superficie de 108,57 km<sup>2</sup>, une population : 18215 hab, et une densité d'habitation : 168 hab/km<sup>2</sup> au recensement de 2009.

**I.2.3. Economie de la commune de BETHIOUA (W.ORAN) :**

En plus des terres agricoles exploitées aux alentours, la commune dispose de quelques infrastructures industrielles qui font travailler bon nombre d'habitants, parmi elles on citera : le port gazier ainsi que les installations pétrochimiques de la Sonatrach, la station de dessalement d'eau de mer de El-Macta d'une capacité de (550 000 m<sup>3</sup>/j), ...

**I.3. PRESENTATION DU SITE « LE NOUVEAU POLE ECONOMIQUE DE BETHIOUA (W.ORAN) » :****I.3.1. Situation géographique du nouveau pôle économique de BETHIOUA :**

Le nouveau pôle économique de Bethioua (W.ORAN) « Figure I.2 », devra voir le jour d'ici quelques mois et s'étalera sur une superficie de 160 ha extensibles jusqu'à 269 ha, il se situe à quatre kilomètres au sud de cette commune, du côté sud de la route nationale N°11 reliant les deux wilayas (Mostaganem et Oran), ces coordonnées géographiques sont résumées dans le Tableau I.2, et son territoire est délimité comme suite :

Au nord : La commune de Bethioua et la Route (RN11).

Au sud : Le marais salin d'Arzew (Salines D'Arzew) et la Route (RN97).

A l'ouest : L'agglomération de Chehaïria et la Route (RN97).

A l'est : Douar el Araba.

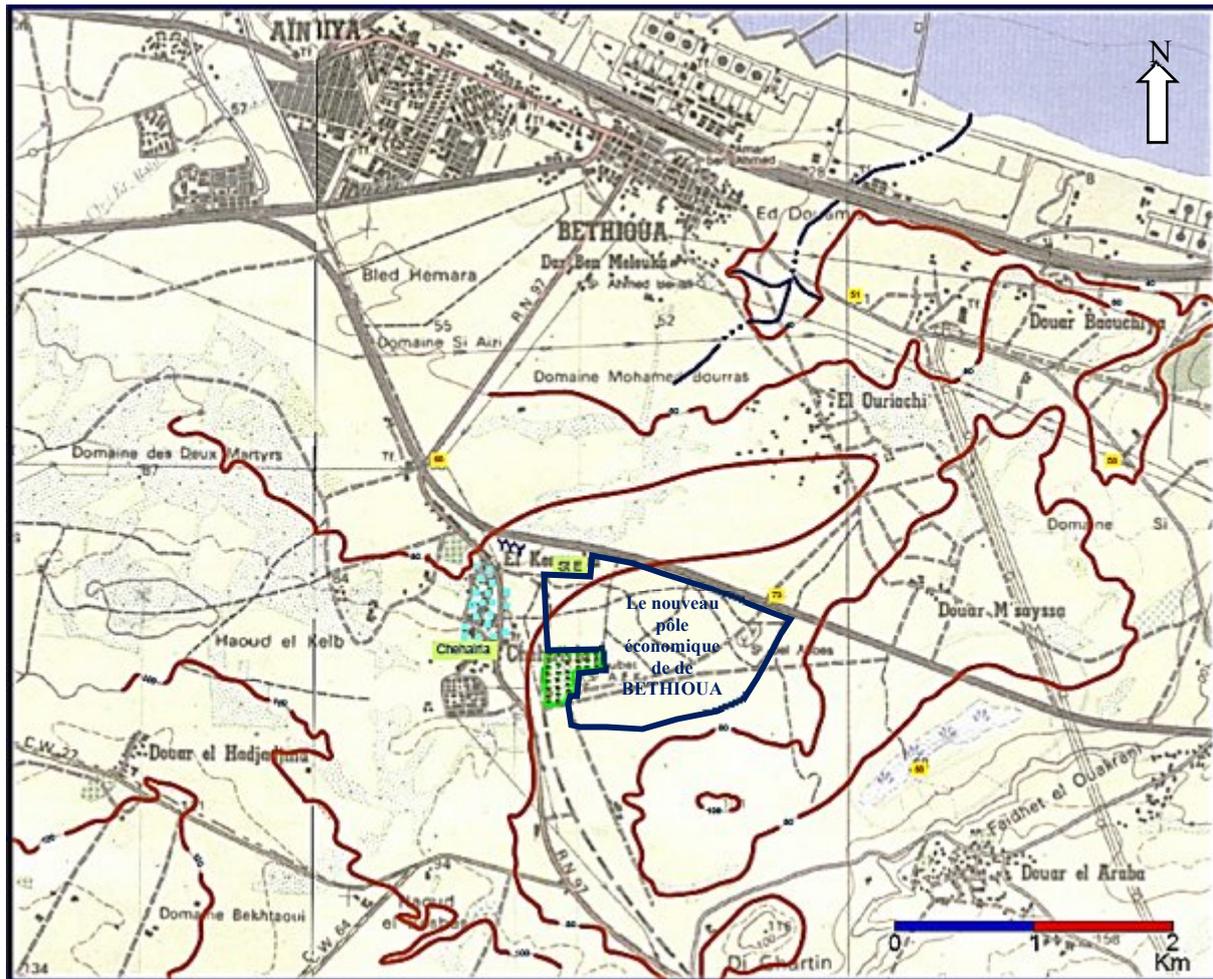


Figure I.2 : Situation géographique du site (Le nouveau pôle économique de BETHIOUA) « Réf : extraite de la carte d'état-major (NI – 30 – XXIV – 2 Ech 1/50000) ».

Tableau I.2 : Coordonnées géographiques du site « Le nouveau pôle économique de BETHIOUA ».

WGS 84	Coordonnées :	Sexagésimales :	Décimales :	Altitude : (m)
	Latitude :	35° 46' 21.76" N	35.772710° N	67
	Longitude :	0° 15' 59.66" W	0.266573° W	
UTM « fuseau 30 » X <sub>0</sub> = 500000 Y <sub>0</sub> = 0	Coordonnées :	X : (m)	Y : (m)	Z : (m)
		747092.2	3962186.2	67

**I.3.2. Impact du nouveau pôle économique de Bethioua sur le développement économique de la région :**

La future configuration du tissu industriel de la wilaya d'Oran passera inexorablement par le nouveau pôle économique de Bethioua : pôle où seront logées une vingtaine de petites et moyennes entreprises, spécialisées dans les secteurs de la métallurgie et la sidérurgie.

Il s'agit, en fait, d'un grand projet attendu par la population riveraine de cette zone. Ainsi, près de 9 000 emplois seront créés à la faveur de ce projet, de quoi permettre aux entreprises de promouvoir l'activité dans cette zone.

C'est assurément, l'un des objectifs de la wilaya d'Oran de promouvoir l'activité industrielle dans une ville à vocation industrielle et dont le chômage a été, à maintes reprises, dénoncé par les jeunes des différentes localités.

Ainsi après la réalisation de cette zone d'activité économique, une vingtaine de sociétés spécialisées dans plusieurs filières seront installées, c'est toute la population de Bethioua et de ses environs qui pourra bénéficier des avantages de ce projet. Une fois achevé, ce pôle disposera de nombreux avantages et ce, grâce à sa situation géographique, en effet la route nationale à double voie RN°11, rend ce dernier très accessible pour tout type de véhicules que ce soit pour les voitures ou pour les divers engins de terrassement et VRD.

Entre autre, l'impact sur le bien-être social des populations locales sera perceptible surtout avec le projet de l'aciérie prévoyant la création de 1 000 emplois directs et 35 000 indirects, ce complexe d'aciérie permettra la production de un million de tonnes d'acier par an. La valeur de ce projet d'un investisseur turc est estimée à 500 millions de dollars américains, la capacité de production de ce complexe peut atteindre 1,4 million de tonnes/an d'acier. Environ 90 % du volume de production d'acier de ce complexe seront orientés vers la production de ronds à béton à partir des déchets ferreux, en adéquation avec les besoins du marché et la demande pour ce type de matériau de construction, dans le cadre du plan quinquennal (2010-2014), notons que des dispositifs multiples ont été mis en place pour aider les entreprises à se développer.

La PME/PMI occupe la place la plus importante dans le tissu industriel de la wilaya, ce qui classe Oran en deuxième position après Alger, en matière de tissu PME/PMI.

**I.4. PROBLEMATIQUE DU SITE :**

La principale entrave à ce projet, c'est sa situation dans une zone inondable. Une dépression naturelle où stagnent des eaux de ruissellement, provenant de sous bassins versants d'une superficie dépassant les 600 hectares, faute de déboucher vers la mer, il s'accumule en plein dans l'assiette de la zone d'activité économique « voire Figure I.3 ».

Les entités économiques déjà installées font face non seulement aux difficultés dues à cette stagnation, mais aussi à une remontée des eaux agressives de la nappe phréatique, ces dernières de nature très corrosive, s'attaquent aux fondations (Béton et armature) des différents édifices sur place ou projetés, et rendent très difficile les travaux de VRD.

Les entreprises en place (telle que : l'aciérie laminoir Tosyali Holding Iron Steel Industry) s'inquiètent pour leurs investissements, et celles en voie de construction éprouvent beaucoup de pénibilités à pomper l'eau souterraine pour ériger leurs fondations, sachant qu'actuellement, il n'y a aucune évacuation naturelle de l'eau. C'est une immense cuvette de 200 hectares environ, qui s'inonde au point de devenir presque marécageuse après chaque averse.

**I.5. SITUATION ACTUELLE DE L'ETUDE D'AMENAGEMENT DU SITE CONTRE LES FUTURES INONDATIONS :**

- Le parcellaire sur environ 160 hectares est terminé.
- Les routes sont tracées.
- Le choix des entreprises en partie retenu.
- Les travaux de voirie ont été lancés puis arrêtés à cause de la remontée des eaux constatée après diverses averses.



Photo de l'aciérie laminoir Tosyali Holding Iron Steel Industry.



Photo de l'assiette du futur pôle économique.



Photo de l'assiette du futur pôle économique.



Photo de l'assiette du futur pôle économique.



Photo de l'assiette du futur pôle économique.



Photo de l'assiette du futur pôle économique.

**Figure I.3 : Photos prise sur le site « Le future pôle économique de Bethioua (W.ORAN) ».**

**I.6. CONCLUSION :**

Les photos (Figure I.3) témoignent de l'ampleur des dégâts que causent ces inondations. Après le passage d'une averse ces eaux peuvent stagner pendant des semaines entières, d'où la nécessité de l'étude de l'aménagement de l'assiette du pôle économique contre les futures inondations, cette dernière consiste à drainer, détourner et évacuer ces eaux vers la mer ou vers le cours d'eau le plus proche.

Cette étude passera par plusieurs étapes :

- Etude géotechnique pour déterminer la nature du sol, ses caractéristiques chimiques et mécaniques.
- Etude des différentes variantes d'aménagements possibles, et le choix de la variante réalisable via des critères technico-économiques.
- Etude hydrologique nous permettra de déterminer les débits nécessaires au dimensionnement des divers ouvrages.
- Dimensionnement hydraulique des ouvrages nécessaires à l'aménagement.
- Etude génie civil.
- Organisation de chantier.
- Dispositions à prendre concernant la protection et sécurité des travaux.

# **CHAPITRE II**

## **ETUDE GEOTECHNIQUE**

## **II. ETUDE GEOTECHNIQUE :**

### **II.1. INTRODUCTION :**

Le but de l'étude géotechnique, est de déterminer avec plus de précision la nature ainsi que les caractéristiques physico-chimiques et mécaniques des sols en place, en vue d'une adaptation correcte aux droits des principaux ouvrages du site en question.

### **II.2. CARACTERISTIQUES GEOLOGIQUES ET HYDROGEOLOGIQUES DE LA REGION D'ETUDE (REGION ORANAIS) :**

#### **II.2.1. Géologie de la région d'étude :**

Le littoral oranais a fait l'objet de nombreuses études géologiques. Dans son ensemble la région étudiée appartient au Tel septentrional où des petits bassins d'âge Miocène à Plio-Pléistocène viennent interrompre la continuité des massifs littoraux.

Dans notre secteur d'étude on peut déterminer deux unités :

##### **II.2.1.1. Les terrains sédimentaires :**

Datés de l'Holocène et de Pléistocène marin qui surmonte les marnes grises du Miocène supérieur. Les formations quaternaires continentales sont caractérisées par des dépôts de source et des éboulis.

##### **II.2.1.2. Le complexe secondaire :**

Ce sont des terrains calcaires passant à des terrains schisteux. On trouve des calcaires marmorisées parfois dolomitiques et qui affleurent au niveau du djebel Orousse passant à des calcschistes barrémiennes, le tout sur des schistes au niveau du Melah Rezlane. Les schistes sont parfois accompagnées par des bancs de quartzites, la base de ces schistes peut atteindre le Jurassique (Faciès d'Oran), les calcaires marmorisées sont en contact anormal avec les calcschistes ; les failles sont orientées : NE - SW.

**II.2.2. Litho stratigraphie de la région d'étude :****II.2.2.1. Crétacé :**

Les terrains du complexe secondaire sont datés du Crétacé inférieur atteignant parfois le sommet du Jurassique supérieur .Ce sont des schistes plus au moins calcaireux et quartzeux, on les trouve parfois sous forme de calcschistes francs qui affleurent au niveau du djebel Orouse. Les calcschistes passent en contact anormal avec les formations schisteuses où plusieurs failles ont été enregistrées au niveau du djebel Orouse. L'âge des formations va du Barrémien au Bathonien.

**II.2.2.2. Miocène supérieur :**

Il est caractérisé par des formations de marnes grises où elles se chargent brusquement en élément conglomératiques (Points noirs) et présentent des passés versicolores à paquettes du gypse lagunaire visible au niveau de région de Kristel, leur base est formé de grés à grandes Huîtres et quelques Clypéastres. Ces marnes grises sont transgressives sur un substratum antépédicatif dans la zone des reliefs secondaires.

**II.2.2.3. Holocène et Pléistocène :**

Les terrains sédimentaires sont les terrains formant la marge côtière de la région où les dunes vives et les plages sont datées du l'Holocène. Les faciès marins sont associées à des faciès continentaux au Pléistocène les lumachelles marines (Strombes) du niveau sont associées avec les dunes consolidées, et les lumachelles marines à tendance saumâtre du niveau intermédiaire sont associées à des dunes consolidées, sur le niveau ancien les lumachelles marines sont associées à des dunes très consolidées.

**II.2.2.4. Quaternaire continental :**

Les formations intermédiaires ont un âge indéterminé, elles sont sans rapport avec les dépôts marins (Dépression de Kliber) ; des carapaces calcaires de terres végétales, des dépôts de source et des éboulis qui sont important à Kristel et dans les ravins du cap Carbone.



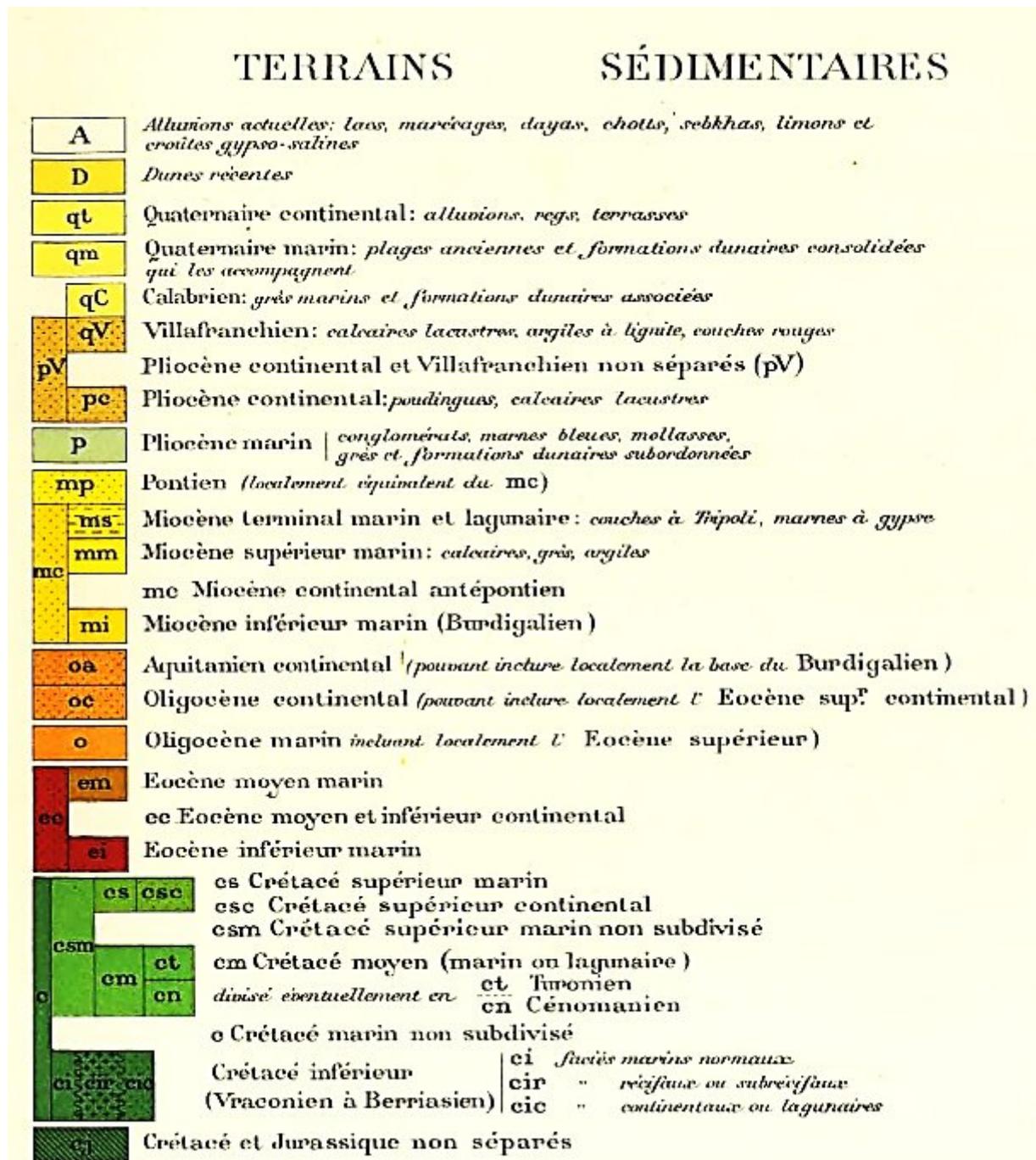


Figure II.2 : Légende de la carte géologique d'Oran « Réf : extraite de la carte géologique de l'Algérie ech 1/500000 2<sup>ème</sup> édition».

### II.2.3. Réseau hydrographique de la région d'étude :

Le plateau d'Oran est jalonné de petites cuvettes endoréiques (dayas) qui drainent les eaux de ruissellement, il s'agit notamment de la grande Sebkhia au sud d'Oran, elle est alimentée par un réseau hydrographique complexe venant du Murdjajo au Nord et du Tessala au Sud. L'alimentation au niveau du grand bassin versant de la Macta est assurée par trois oueds permanents, l'oued Tinn, l'oued Habra et l'oued Sig alimentant davantage la basse plaine de la Macta. La situation topographique basse de cette plaine ne lui permet pas de drainer facilement les eaux de pluie ramenées par un réseau hydrographique dense, ce qui facilite une submersion de la partie Nord où l'altitude est inférieure à 1 mètre. Certains oueds proviennent des Monts de Tessala en contournant la plaine de Sidi Bel Abbès pour se disperser dans la plaine de Tlélat en profitant d'un réseau de fractures d'une direction NE-SW, en finissant par alimenter les Salines d'Arzew.

### II.2.4. Sismicité de la région d'étude <sup>[9]</sup> :

La zone d'étude fait partie de la zone sismogène d'Oran. Cette région selon le classement du RPA 99 « Figure II.3 », a une activité sismique moyenne (**Zone IIa**). Pour le calcul dynamique des ouvrages, il y'a lieu de se référer au règlement parasismique Algérien en vigueur (RPA99 version 2003) « Annexe 13 ». Les ouvrages devront être conçus de façon à ce qu'ils résistent aux plus fortes secousses telluriques.

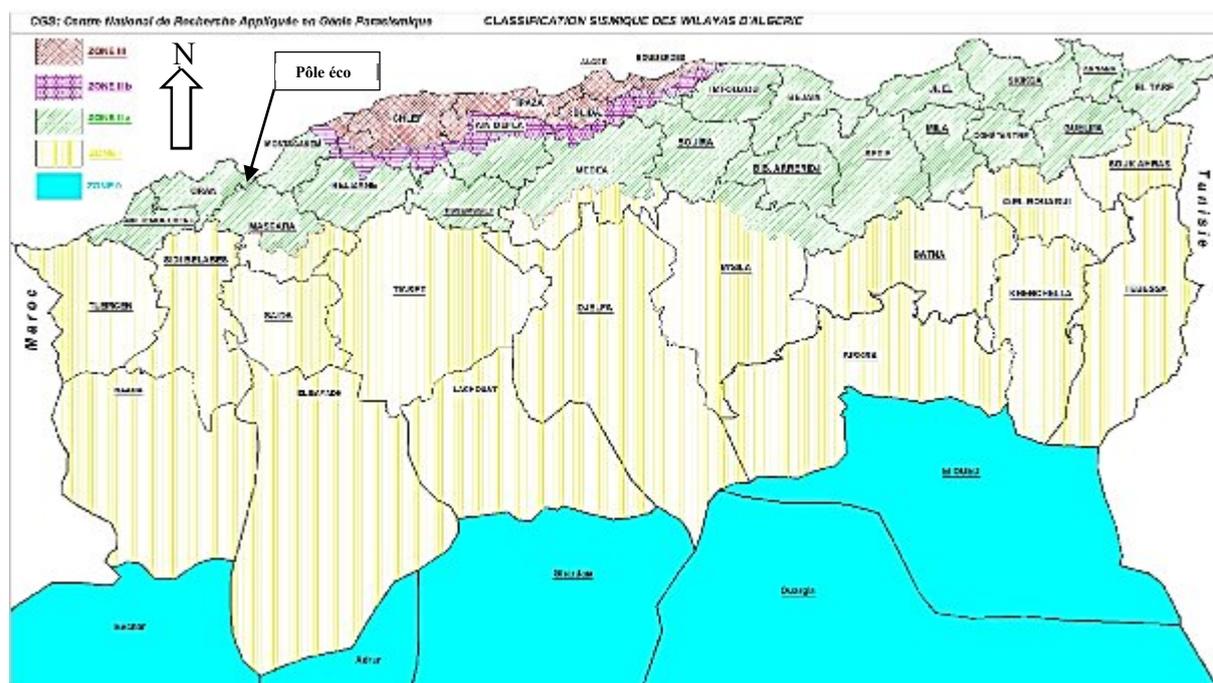


Figure II.3 : Carte de zonage sismique du territoire national – RPA99 version 2003.

### **II.3. ETUDE GEOTECHNIQUE DU SITE <sup>[1]</sup> :**

Le site en question a déjà fait l'objet d'une étude géotechnique très poussée par le laboratoire : « **l'EURL AGRO - HYD group** ». Suite à la demande de la société **Tosyali holding ALGERIE**, dans le cadre de la réalisation d'une aciérie laminoir dans le pôle économique de Bethioua.

#### **II.3.1. Géologie du site :**

Les sondages effectués ont révélé que le terrain objet de notre étude est représenté souvent par un substratum gypseux intercalé parfois par des passées de marnes à gypses, surmontés généralement par des diatomites friables blanchâtres ou grisâtres, sur lesquelles reposent des grès beige ou jaunâtres généralement coquillés et des calcaires blanchâtres ou grisâtres durs et vacuolaires. L'ensemble est coiffé par une couche superficielle constituée par des argiles sableuses ou sables limoneux de couleur sombre, noirâtres ou blanchâtre.

#### **II.3.2. Tectonique du site :**

Les caractéristiques structurelles générales ainsi que les failles inversées ne sont pas bien définies.

Les alignements des failles qui bordent le horst en surrection du djebel orousse pour s'étendre d'Oran à Arzew et pourraient éventuellement se prolonger au-delà de ces deux villes en direction de Mostaganem.

Il est généralement admis que le développement des failles en relation avec la chaîne de l'Atlas côtier s'est produit avant la fin du tertiaire.

Des témoins de mouvements de surface post tertiaire ont été décrits dans cette région.

Il est probable que les phénomènes de subsidences se sont développés dans les bassins tertiaires de la chaîne de l'ATLAS côtier.

La structure géologique de la région est complexe et de larges zones sont recouvertes de sédiments quaternaires. Il est possible que des petites failles d'activité incertaine puissent exister à proximité du site.

### II.3.3. Travaux d'investigation entrepris dans le site :

Les travaux de reconnaissance relatifs à cette étude ont été réalisés entre le mois de Juin et Aout 2010. Au cours de cette période, Vingt-cinq (25) sondages numérotés de SK01 à SK25 ont été réalisés, à l'aide de deux (02) sondeuses de marque (ATLAS COPCO).

Les différentes couches du terrain ont été traversées au moyen d'un carottier de type T6 de 101 mm de diamètre. L'échantillonnage des sols a été effectué en continu tous les 1.50 m de profondeurs.

Dans les sols meubles, des échantillons remaniés ont été prélevés au moyen d'une cuillère fendue normalisée de 51 mm de diamètre, battue au fond du forage sur quarante-cinq (45) centimètres, avec mesure de l'indice de pénétration standard N (essai SPT) sur les dernières 30 cm. le taux de récupération est acceptable à bon. Le fluide de forage est l'eau claire, avec un tubage de 113mm de diamètre a été utilisé pour maintenir les parois des trous.

Les sondages ont atteint les profondeurs regroupées dans le Tableau II.1 :

**Tableau II.1 : Les sondages réalisés sur site et leurs profondeurs respectives.**

<b>Sondage (N°)</b>	<b>Profondeurs (m)</b>	<b>Sondage (N°)</b>	<b>Profondeurs (m)</b>	<b>Sondage (N°)</b>	<b>Profondeurs (m)</b>
<b>sk01</b>	24.00	<b>sk10</b>	33.00	<b>sk18</b>	22.50
<b>sk02</b>	24.00	<b>sk11</b>	50.00	<b>sk19</b>	24.00
<b>sk03</b>	24.00	<b>sk12</b>	24.00	<b>sk20</b>	24.00
<b>sk04</b>	27.00	<b>sk13</b>	41.00	<b>sk21</b>	22.50
<b>sk05</b>	24.00	<b>sk14</b>	22.50	<b>sk22</b>	23.00
<b>sk06</b>	24.00	<b>sk15</b>	22.50	<b>sk23</b>	22.50
<b>sk07</b>	24.00	<b>sk16</b>	24.00	<b>sk24</b>	25.00
<b>sk08</b>	24.00	<b>sk17</b>	40.00	<b>sk25</b>	22.50
<b>sk09</b>	22.80				

Les échantillons ont été classés et numérotés dans des caisses à carottes en bois de dimensions normalisées « Figure II.4 ». Le paraffinage des échantillons intacts s'est fait sur site au fur et à mesure des prélèvements, afin de préserver leurs propriétés géotechniques, puis envoyés au laboratoire pour analyse.



Figure II.4 : Photos des sondages réalisés sur le site.

**II.3.4. Essais au laboratoire :**

Une série d'essais d'identification physico-chimiques et mécaniques a été réalisée sur les échantillons de sol jugés représentatifs est dont les résultats son visible dans « l'Annexe 1 et 2 » et comprennent :

**Essai physique :**

- Analyses granulométriques.
- Limites d'Atterberg.
- Poids volumiques apparents.
- Teneurs en eau.

**Essai chimique :**

- Teneurs en carbonates.
- Teneurs en sulfates.
- Teneurs en chlorures.
- Matières organiques.
- Plus des analyses chimiques effectuées sur des échantillons d'eau de la nappe prélevés dans les sondages.

**Essai mécanique :**

- Cisaillements directs UU.
- Cisaillements directs CU.
- Consolidation à l'œdomètre.
- Gonflement.
- Compression simple avec mesure de déformation  $\epsilon$ .
- Compression simple sur roche.

**II.3.5. Description et caractéristiques des sols en place :**

Les vingt-cinq (25) sondages réalisés montrent que la stratigraphie du terrain du site est constituée des formations suivantes :

**II.3.5.1. Terre végétale :**

La couche superficielle est constituée d'argile limoneuse peu sableuse de couleur brune noire, son épaisseur varie entre 0.20 et 0.60m.

**II.3.5.2. Calcaire :**

Il s'agit d'une roche calcaire blanchâtre à beige, très compacte, dure massive à vacuolaire, saine à fracturée et broyée sous forme de graviers hétéromorphes et hétérogène. Dans ce matériau, et à différentes profondeurs, On trouve des marnes bigarrées intercalée. En se dirigeant vers le nord, l'épaisseur de cette couche devient plus importante.

Des essais de compression simple réalisés sur des éprouvettes cylindriques représentatives d'élanement de deux ont donné une résistance à la compression  $R_c$  variant entre 45 et 1140  $\text{Kg/cm}^2$ .

**II.3.5.3. Grés et sable fin :**

La couche sous-jacente est constituée de grés siliceux calcarifère à lumachellique, fin à moyen, sain à poreux, plus ou moins fossilifère (présence de coquilles et de moules de bivalves). Ce matériau est dur à friable et broyé sous forme de nodules de différentes formes et dimensions.

Les résistances à la compression varient selon le degré de cimentation des grés, elles vont de 28  $\text{Kg/cm}^2$  pour les sables consolidés ou faiblement cimentés à 262  $\text{Kg/cm}^2$  pour les grés siliceux à grain fins. Ces grés se trouvent à différentes profondeurs.

On notera des passages de lits de sable fin limoneux beige jaunâtre à différentes profondeurs. Ce matériau à caractère pulvérulent est constitué généralement de plus de 52 % de sable fin avec présence de concrétion de grés hétéromorphe et de peu à trace de fines.

Les limites de consistance montrent que les fines sont de composition limoneuse. Les résultats de ces essais définissent le matériau comme un sable propre mal gradué peu ou pas de fines. Il est classé SL, Sm ou SA-SL d'après la classification LCPC.

L'indice de pénétration N nous indique que le sable en question est de consistance compact à très dense.

Les essais de cisaillement direct UU réalisés sur ce matériau ont donné un angle de frottement interne  $\phi_u$  variant entre 21 et 38° et une cohésion  $C_u$  de 0.00 et 0.60  $\text{Kg/cm}^2$ .

**II.3.5.4. Marne limoneuse bariolée :**

Elle est de teinte grise, verdâtre à jaunâtre... Cette marne présente parfois des passages de gypse lamellaire. Elle est constituée de plus de 50% d'éléments fin. Les limites de consistance nous montrent que cette formation est de moyenne à haute plasticité. Elle est classé Ap ou At d'après la classification LCPC.

Les essais de cisaillement direct UU réalisé sur des échantillons représentatifs, ont donné un angle de frottement interne  $\phi$  de 15 et 25° et une cohésion  $C_u$  de 0.19 et 0.93 Kg/cm<sup>2</sup>.

Les essais de cisaillement direct consolidé non drainé CU réalisés sur des échantillons représentatifs ont donné un angle de frottement interne  $\phi_{cu}$  de 14 et 38° et une cohésion  $C_{CU}$  de 0.21 et 1.13 Kg/cm<sup>2</sup>.

Les essais de consolidation unidimensionnelle à l'œdomètre réalisés sur des échantillons jugés représentatifs, prélevés dans les sondages ont donné les résultats suivants :

Pression de consolidation	$1.10 < P'_c < 3.40 \text{ Kg/cm}^2$ .
Coefficient de compression	$9.47 < C_c < 26.24 \%$ .
Coefficient de gonflement	$1.83 < C_g < 7.72 \%$ .
Pression de gonflement	$1.58 < P'_g < 3.55$ Kg/cm <sup>2</sup> .

Ces essais nous révèle que la marne en question est sur-consolidée et faiblement à assez fortement compressible. De plus elle est très sensible à l'eau et de ce fait gonflante.

**II.3.5.5. Marne et diatomite gypseuses crayeuse :**

Elle est de teinte grise claire à sombre par endroits. Cette formation est légère, consolidée, constituée de pourcentage variable de marne et de farine de fossile (diatomite). Elle renferme par endroits de bancs de gypse centimétriques.

Les analyses granulométriques effectuées montrent que le matériau est constitué de 69% d'éléments fines. Les essais de consistance nous montrent que le matériau est de plasticité moyenne à élever, les teneurs en eau naturelles sont plus ou moins proches aux limites de plasticités ce qui confère au matériau sa consistance ferme à raide.

Les résultats de ces essais d'identification définissent le matériau comme marne limoneuse ou limon marneux. Elle est classée Ap, At, Lp ou Lt d'après la classification LCPC.

Les essais de cisaillement direct UU ont donné un angle de frottement interne  $\phi_{uu}$  de 07 et 30° et une cohésion  $C_{uu}$  de 0.07 et 1.13 Kg/cm<sup>2</sup>.

Les essais de cisaillement direct consolidé non drainé CU réalisés sur des échantillons représentatifs ont donné un angle de frottement interne  $\phi_{cu}$  de 11 et 35° et une cohésion  $C_{cu}$  de 0.02 et 1.41 Kg/cm<sup>2</sup>.

Les essais de compression simple uniaxiale réalisés sur des éprouvettes cylindrique ont donné une cohésion  $C_u$  variant entre 0.91 et 6.58 Kg/cm<sup>2</sup>.

Des essais de consolidation unidimensionnelle à l'œdomètre réalisés sur des échantillons jugés représentatifs, prélevés dans les sondages ont donné les résultats suivants :

pression de consolidation                      1.22 <  $P'_c$  < 4.66  
Kg/cm<sup>2</sup>.

coefficient de compression                      6.31 <  $C_c$  < 33.72 %.

coefficient de gonflement                      0.83 <  $C_g$  < 9.41 %.

Ces essais montrent que la marne en question est sur-consolidée et faiblement à fortement compressible et faiblement à très gonflante.

On notera la présence par endroits de passages d'ordre centimétrique d'argile limoneuse très plastiques (présence de matière organique), de couleur brune noire.

#### **II.3.5.6. Roche saline gypseuse :**

Le substratum est constitué par la prédominance d'une roche saline gypso-calcaire, vacuolaire souvent bréchiq de teinte blanche à bleuâtre, à éclat vitreux translucide, sous forme de lame ou en filonnets d'aspect fibreux. Cette formation a été rencontrée seulement dans les sondages profonds (SK10, SK11, SK13 et SK17).

Le toit de cette roche a été rencontré à des profondeurs variables (à 31.00m au SK10 à 39.00m au SK13).

### II.3.6. Analyse chimique du sol :

Des échantillons de sol ont été soumis à des essais chimiques, afin de déterminer les proportions d'éléments qui pourraient présenter un caractère agressif. Les éléments analysés sont : (Les sulfates ; Les chlorures ; Les matières organiques...), les résultats obtenus sont résumés dans « l'Annexe 2 ».

Selon la norme P18-011, **le sol est considéré comme très fortement agressif vis-à-vis du béton et des armatures**. Il est classé A3 à A4 d'où, des dispositions particulières doivent être prises pour la confection du béton prévu pour la réalisation de l'infrastructure.

### II.3.7. Condition de la nappe d'eau :

La nappe d'eau a été rencontrée à des profondeurs variant entre 0.25 (SK25) et 2.70m (SK22) en période non pluvieuse. Il peut varier et être plus proche de la surface par temps de pluie.

Des échantillons d'eau de cette nappe ont été prélevés et soumis à des analyses chimiques « Tableau II.2 », il s'agit de : (PH, Sulfates, Chlorures...).

**Tableau II.2 : Analyses chimiques de l'eau.**

DESIGNATION		ECHAN.01 SK11
TEMPÉRATURE (°C)		25.4
PH		7.69
L'ALCALINITE	TA °F	0
	TAC °F	178.5
CHLORURES Cl <sup>-</sup>	(mg/l)	1885.05
SULFATES SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup>	(mg/l)	658.48
CONDUCTIVITE	(µs/cm)	2680
CLASSIFICATION		A3

Ces analyses ont montré que **cette eau est séléniteuse et contient un taux de chlorures et de sulfates important**. Elle est classée en A3 Selon la norme P18-011 **c'est une eau moyennement agressive vis-à-vis des structures en béton et des armatures**.

### II.3.8. Capacité portante :

Compte tenu des caractéristiques géotechniques des sols et des charges induites par chaque ouvrage, le type de fondation à adopter peut changer d'un ouvrage à un autre :

#### II.3.8.1. Fondations superficielles :

Elles seront encrées dans la formation de nature calcaire, grès et sable fin. La capacité portante est calculée comme suite, et ses résultats portés dans le « Tableau II.3 ».

- *Essais de compression simple :*

$$Q_{adm} = \frac{R_c}{10} \quad (2.1)$$

*Avec :* **Q<sub>adm</sub>** : Capacité portante admissible selon la formule de L'HERMINIER.

**R<sub>c</sub>** : Résistance à la compression.

**Tableau II.3 : Capacité portante pour les fondations superficielles.**

<i>formation</i>	<i>Q<sub>adm</sub> (Kg/cm<sup>2</sup>)</i>
<i>Calcaire</i>	<i>4.50</i>
<i>grès</i>	<i>2.80</i>

#### II.3.8.2. Fondations profondes :

La partie qui comporte des ouvrages lourds, les fondations à adapter seront le radier général ou des pieux forés.

La profondeur d'ancrage critique D<sub>c</sub> porte dans le « Tableau II.4 », est calculée pour un sol multicouche : D<sub>min</sub> = 1.50 m ou 3 diamètre.

Longueur totale du pieu L = profondeur couche d'ancrage + D<sub>c</sub>.

Le toit de la couche d'ancrage se trouve à 39.00m.

**Tableau II.4 : Capacité portante pour les fondations profondes.**

Diamètre (mm)	Dc (m)	L (m)
450	1.50	40.50
600	1.80	40.80
850	2.55	41.55
1000	3.00	42.00
1250	3.75	42.75

- **Charge nominale Qn :**

Calculée comme suite et ses résultats son porte dans le « Tableau II.5 »

$$Q_n = \frac{Q_l}{F_{s1}} + \frac{Q_f}{F_{s2}} \quad (2.2)$$

*Avec :*

**Qn :** charge nominale.

**Ql :** Résistance limite du sol.

**Qf :** Frottement latéral mobilisable le long du pieu.

**Fs1 :** Coefficient de sécurité sur terme de pointe  $F_{s1} = 3$ .

**Fs2 :** Coefficient de sécurité sur terme de frottement latéral  $F_{s2} = 2$ .

- **Effort de point :**

$$Q_1 = \frac{R_c \cdot A}{10} \quad (2.3)$$

*Avec :*

**Ql :** Résistance limite du sol.

**Rc :** Résistance à la compression.

- **Frottement latéral :**

- *Sols pulvérulents :*

$$Q_f = P \int_0^H K \cdot \text{tg} \cdot \delta \cdot \gamma \cdot dz \quad (2.4)$$

*Avec :*

**Qf :** Frottement latéral global.

**P** : Périmètre du Pieu.  $A = \pi * B$  .

$\gamma$  : Poids volumique apparent.

$\delta = (3/4) \varphi$  .

**K** : Coefficient en fonction du milieu et type de pieu  $K = 0.50$ .

- *Sols cohérents* :

$$Q_f = P \sum_{i=1}^{i=n} \beta \cdot C_{ui} \cdot H_i \quad (2.5)$$

Avec :

**Q<sub>f</sub>** : Frottement latéral global.

**P** : Périmètre du Pieu.  $A = \pi * B$  .

**β** : Dépend de  $C_u$  et de type de pieu.

**β = 0.70 pour D < 1.50m.**

**β = 0.60 pour D > 1.50m.**

**H** : Epaisseur de la couche.

**C<sub>u</sub>** : Cohésion non drainé.

**Tableau II.5 : Charge nominale Q<sub>n</sub> en fonction du diamètre du pieu foré.**

Diamètre (mm)	Q <sub>n</sub> (T)
450	119.85
600	154.24
850	229.84
1000	277.98
1250	363.79

## II.4. CONCLUSION ET RECOMMANDATION :

Les investigations géotechniques effectuées ont révélé un terrain constitué d'un calcaire reposant sur des grès et sables fin à moyens variant de 8 à 18.00m d'épaisseur. La couche sous-jacente est constituée de marne et diatomite gypseuse crayeuse avec des passages

de lits de sable fin à moyen par endroit. Le substratum est constitué d'une roche saline gypseuse.

L'ensemble des résultats obtenus à partir des essais in situ et des essais de laboratoire ont permis de conclure que le sol d'assise, présente des caractéristiques géotechniques relativement bonnes en surface à mauvaises en profondeurs.

Les sondages exécutés permettent de distinguer trois horizons à savoir :

- ❖ La première couche correspond aux calcaires très durs et des grés fins à moyens.
- ❖ Des marnes et des diatomites gypseuses crayeuses de mauvaises caractéristiques mécaniques.
- ❖ Des roches salines gypseuses plus ou moins durs.

La contrainte admissible est égale soit à 4 bar dans le cas où les ouvrages seront encrées dans la couche de calcaire blanc ( $D < 1.50\text{m}$ ), soit à 2.50 bar dans le cas où les fondations seront posées sur la couche de grés et sable fin.

A cet effet, nous proposons :

❖ **Concernant les ouvrages de faibles charges :**

- ✓ Des fondations superficielles de types semelles isolées et /ou filantes de dimensions courantes.

❖ **Concernant les ouvrages lourds :**

- ✓ Des fondations profondes de types pieux forés.
- ✓ L'ancrage des fondations doit se faire sous la couche de marne.
- ✓ Les fondations seront posées sur la roche gypseuse.

Le niveau de la nappe d'eau se trouve à une profondeur  $0.25 < D < 2.70$  m en période sèche, cette dernière peut augmenter pendant la saison pluvieuse jusqu'à affleurer à la surface.

Etant donné l'agressivité du sol et de l'eau de la nappe, il est nécessaire de faire le bon choix des matériaux utilisés pour l'aménagement.

Pour la confection du béton, il faudra utiliser un ciment pauvre en alumine tricalcique c'est-à-dire résistant aux sulfates.

Des hétérogénéités locales peuvent se présenter dans le sol de fondation, il est nécessaire d'implanter toutes les semelles sur le même type de sol et à la même profondeur pour éviter les tassements différentiels. Toute anomalie, ou changement de la nature du sol mis en évidence lors des travaux de terrassement devront être étudiées en laboratoire.

# **CHAPITRE III**

## **ETUDE DES DIFFERENTES VARIANTES**

### **III. ETUDE DES DIFFERENTES VARIANTES :**

#### **III.1. INTRODUCTION :**

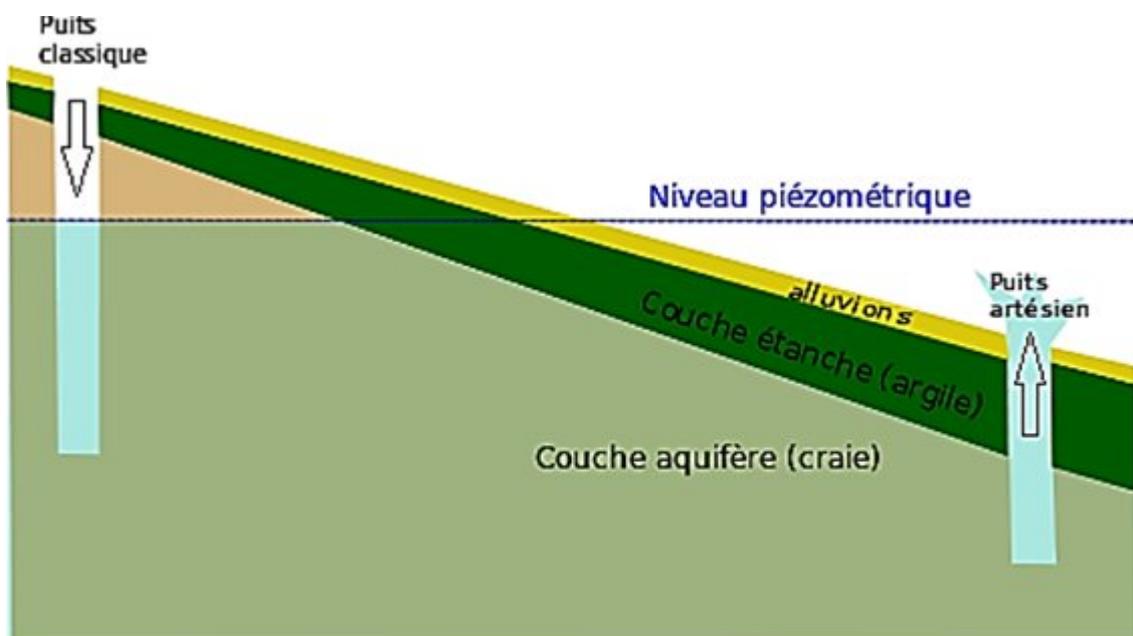
Dans l'hydraulique urbaine, chaque problème peut avoir plusieurs solutions, toute fois il faut garder à l'esprit que même si tout problème a ses solutions, ces dernières diffèrent entre elles par leurs avantages et inconvénients ainsi que leurs coûts. Ce chapitre porte sur la projection des différentes solutions envisageables (pour l'aménagement du futur pôle économique contre les inondations), et le choix de la solution faisable du point de vue technico-économique. Ce choix nous permettra d'orienter à bien la suite de l'étude (étude hydrologique, et dimensionnement hydraulique).

#### **III.2. PROJECTION DES DIFFERENTES VARIANTES :**

Les différentes solutions envisageables citées ci-dessous ont chacune leurs limites et leurs coûts. La solution choisie doit pouvoir s'adapter au site en question, toute en étant réalisable avec le moins d'inconvénients possibles. Cette dernière fera l'objet d'une étude poussée (hydrologique, dimensionnement, génie civile) dans les chapitres qui suivent.

### III.2.1. Variante N°1 (Evacuation des eaux pluviales par alimentation d'une nappe captive) :

L'une des solutions envisageable pour l'aménagement du futur pôle économique contre les inondations, consiste à détourner les eaux de ruissèlement à l'aide de canaux à ciel ouvert qui collecte et dirige ses eaux vers un ou plusieurs puits classiques, qui alimentent gravitèremment une nappe captive dont l'affleurement débouche dans un cours d'eau naturelle ou en pleine mer, ou qui peuvent être extraites plus loin à l'aide de Puits artésiens « Figure III.1 ».



**Figure III.1 : Schéma explicatif de la première variante (alimentation d'une nappe captive).**

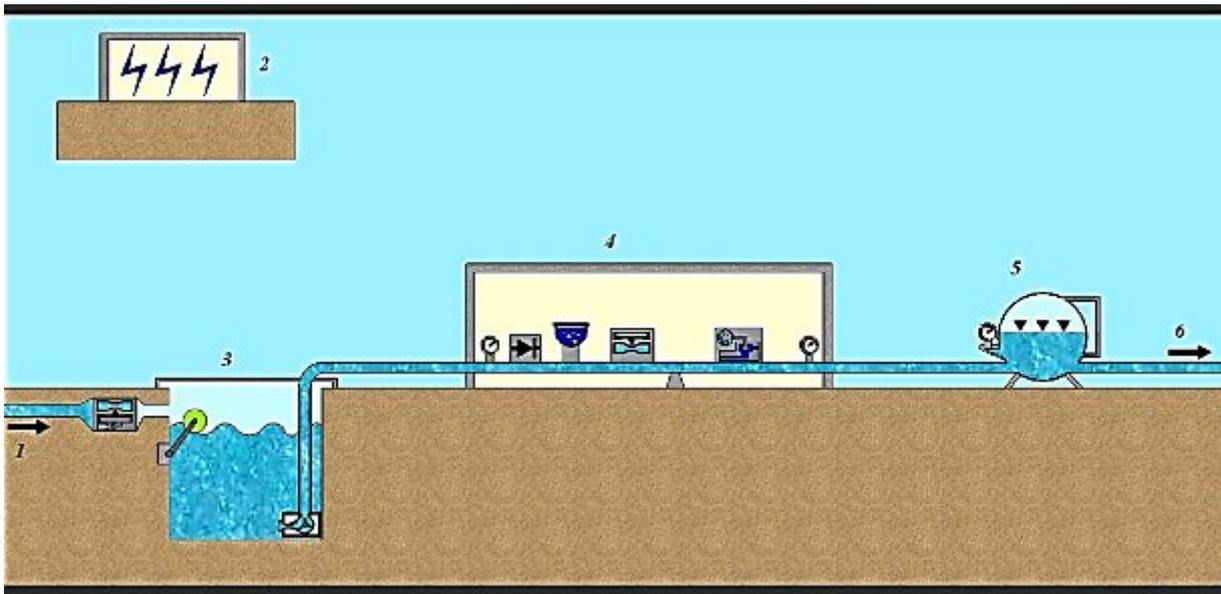
Cette solution est la meilleurs d'un point de vue économique, toute fois, elle reste techniquement infaisable pour les raisons suivante :

- Selon les forages réalisés sur le site, dont la profondeur atteint les 48 m, une telle nappe (captive) est inexistante sur notre assiette.
- Sol de l'assiette du pôle économique de nature imperméable.
- Débit de crue important.

- La nature agressive de ses eaux risque de contaminer des nappes d'eaux de bonne qualité et peut ainsi nuire à l'écosystème de la région.

### III.2.2. Variante N°2 (Evacuation des eaux pluviales via une station de Relevage) :

La seconde solution consiste à détourner les eaux de ruissèlement à l'aide de canaux à ciel ouvert qui collectent et dirigent ces eaux vers une station de pompage (station de relevage), qui pompe ces eaux 5 km plus loin au nord vers la mer méditerranée « Figure III.2 ».



1- Arrivée principale de l'eau à la station de pompage.

2- Groupe électrique qui alimente la station de pompage en électricité (Pompes, flotteur électrique, vanne électrique, éclairage ... etc).

3- Bâche d'eau couverte.

4- Chambre ou centre de contrôle et de régulation du débit de la station de pompage.

5- Système anti Coup de Bélier.

6- Expulsion des eaux 5 Km plus loin au nord de la station (Jusqu'à la mer méditerranée).

**Figure III.2 : Schéma explicatif des équipements de la station de relevage nécessaire à la seconde variante (schéma type d'une station de pompage ou station de relevage).**

Toutefois, vue l'importance des débits de crue constatés sur le site et dont les photos (figure I.3), cette solution reste très coûteuse par rapport à :

- Pompes à grand débits (plusieurs m<sup>3</sup>/s),
- Dispositif anti coup de bélier d'un grand volume,
- Groupe électrogène d'une puissance importante en cas de coupures de courant qui sont assez fréquentes dans la région,
- Pompes de secours coûteuses,
- Coûts énergétiques élevés.

En plus du coût exorbitant, cette solution a un handicap majeur, si on prend en considération la nature très corrosive et agressive des eaux d'inondation. Ceci causerait une détérioration certaine des pompes en quelques mois d'utilisation, d'autant plus qu'un arrêt de la station de pompage même temporaire ne serait envisageable, cela peut engendrer des pertes matérielles considérables.

Prenant compte de ces paramètres, cette solution reste peu recommandable.

### **III.2.3. Variante N°3 (Evacuation des eaux pluviales via une station de Relevage à débit tempéré via un bassin de retenue) :**

La troisième solution consiste à ajouter un bassin tampon à la seconde solution (une grande bache d'eau à l'amont de la station de pompage), cette dernière nous permettra de diminuer le coût de la station de pompage, en diminuant le débit d'évacuation à l'aide d'un stockage temporaire des eaux de crue dans le bassin.

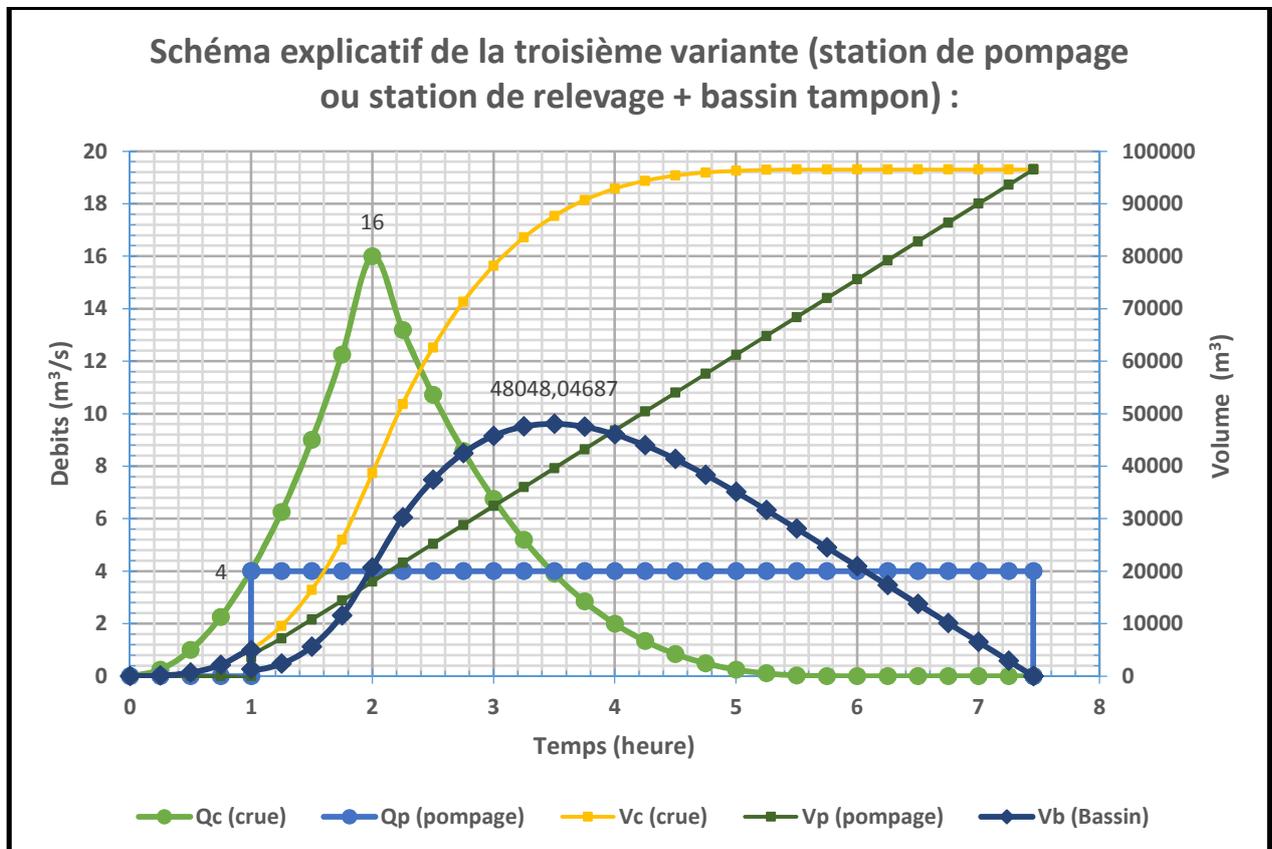
Toutefois le gain obtenu sur le coût de la station de pompage (station de relevage) sera perdue dans le coût de la bache d'eau, qui doit être d'un volume important, et dont le toit doit être à environ 8 m de profondeur, si on veut le relier au réseau de drainage des eaux pluviales du pôle économique.

❖ Exemple de dimensionnement du bassin :

Pour un :

- Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue  $\delta = 2$ .
- Temps de monté = temps de concentration = 2 heure.
- Temps de décente =  $\delta * \text{Temps de monté} = 4$  heure.
- Temps de la crue = temps de monté + temps de décente = 6 heure.
- Débit de crue  $Q_c = 16$  (m<sup>3</sup>/s).
- Débit de pompage  $Q_p = 4$  (m<sup>3</sup>/s).

On a un volume du bassin  $V_b = 48\,048$  m<sup>3</sup> « soit : (0.48048 ha) de surface pour (10 m) de profondeurs ».

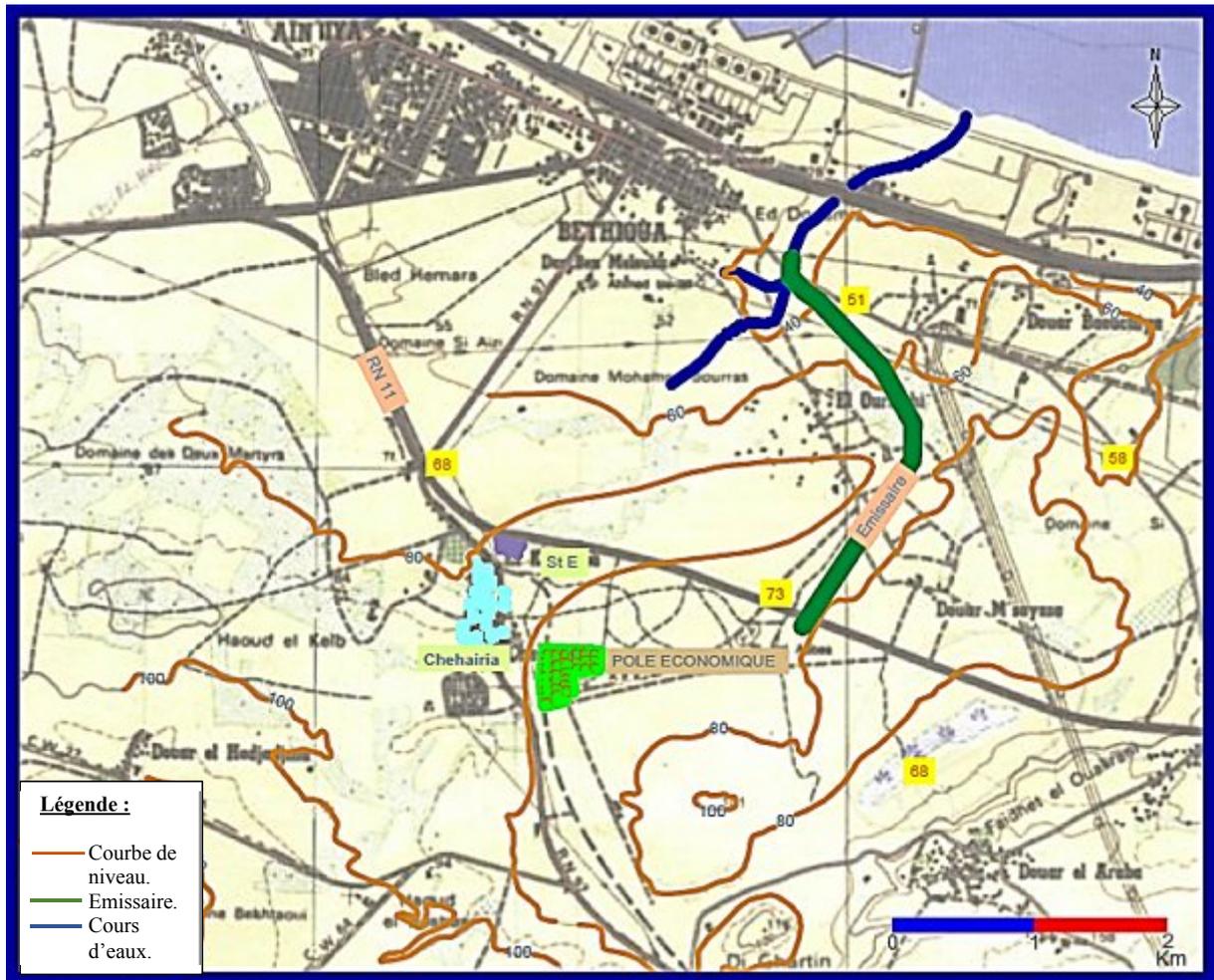


**Figure III.3 : Schéma explicatif de la troisième variante (station de pompage ou station de relevage + bassin tampon « calcul du volume du bassin »).**

Notons que cette solution a les mêmes handicaps que la précédente (détérioration des pompes par corrosion en quelque mois d'utilisation). C'est pour cela que cette solution reste elle aussi à déconseiller.

**III.2.4. Variante N°4 (Evacuation des eaux pluviales via un réseau gravitaire):**

Cette solution consiste à détourner les eaux de ruissellement provenant du bassin versant, par des canaux à ciel ouvert, avant qu'il n'atteigne le pôle économique, ce dernier, pourra compte à lui être drainé par un réseau séparatifs d'eau pluvial, et le tout sera diriger vers un émissaire, qui les restituera à environ 4 Km plus loin au nord, dans un des cours d'eau qui débouche dans la mer méditerranéen. Cette solution permettra à l'avenir, d'installer à l'embouchure de l'émissaire, un dispositif de réutilisation de ces eaux dans divers domaines telle que l'agriculture, si ces eaux se bonifient après quelques années de lessivage du sol de l'assiette du pôle économique. Cette variante est la solution retenue pour la suite de l'étude, et est la meilleure dans ce cas de figure.



**Figure III.4 : Schéma explicatif de la quatrième variante (aménagement gravitaire).**

Il est à noter que cette solution s'avère un peu difficile dans sa réalisation par endroit, car en supposant que l'émissaire est une pente minimale de (2/1000), et en se référant à la topographie des lieux, en peut constater que l'émissaire passera par des profondeurs assez importante par endroit.

### III.3. CONCLUSION :

La première variante est éliminé parce qu'elle reste techniquement irréalisable, la seconde et la troisième sont compte à elle économiquement non rentable.

La solution de la variante N°4 étant retenue pour la suite de l'étude, cette dernière même si elle présente quelques difficultés dans sa réalisation, elle reste la plus fiable d'un point de vue technico-économique. Elle comprend des canaux surfaciques à ciel ouvert, qui détournent à la périphérique du pôle économique les eaux de ruissèlement provenant du

bassin versant, en plus d'un réseau séparatif d'eau pluviale qui draine cette zone d'activité, et l'intégralité de ces eaux sera acheminé par un émissaire d'environ 4 km de long, jusqu'au cour d'eau le plus proche.

# **CHAPITRE IV**

## **ETUDE HYDROLOGIQUE**

## **IV. ETUDE HYDROLOGIQUE :**

### **IV.1. INTRODUCTION :**

La présente étude hydrologique consiste en la détermination de certaines caractéristiques hydrologiques nécessaires à une évaluation des apports liquides ainsi que les débits de crues du bassin versant dans le but d'établir un schéma directeur de l'aménagement du pôle économique, pour la protection de cette zone contre les futures inondations. Et pour cela nous allons passer par :

Un bref rappel de la situation de la zone d'étude et sa topographie.

Délimitation du bassin versant et détermination de ses caractéristiques.

Calcul du temps de concentration.

Evaluation des pluies maximales journalières.

Estimation des intensités des averses.

Estimation des débits de crues.

Il y a lieu de souligner que les calculs sont basés sur les données fournies par l'ONM de Mostaganem station 60457 (code ONM).

## IV.2. RAPPEL SUR LA SITUATION DE LA ZONE D'ETUDE ET SA TOPOGRAPHIE :

Le pôle économique est situé à 3 kilomètres au sud de Bethioua à proximité EST du douar Chehairia sur une assiette très plate, se situant sur une dépression naturelle, où les eaux ont tendance à se condenser en plein pôle après chaque averse, formant ainsi des zones humides pour ne pas dire marécageuses, ces eaux de nature très agressives portent atteinte à la sécurité des infrastructures de ce dernier.

### IV.2.1. Notion d'averse :

Une averse est un ensemble de pluies associées 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). Elle est définie comme étant un épisode pluvieux continu, pouvant avoir plusieurs pointes d'intensité.

Le volume d'eau qui tombe est déterminé sur un hydrogramme suite au dépouillement d'un pluviogramme enregistrant la variation de la lame d'eau dans le temps.

Les averses les plus dangereuses sont les orages, car ces derniers sont caractérisés par une forte intensité de pluie dans un espace de temps réduit, d'où résulte un ruissellement important et bref.

### IV.2.2. Choix de la période de retour :

La période de retour représente le temps que met une averse d'une intensité donnée pour se manifester.

Le choix de la période de retour se fait à partir des situations générales ou particulières, du degré de protection ou de compromis dont l'évaluation appartient aux responsables locaux.

En Algérie ; nous optons généralement dans les aménagements hydrauliques urbains pour une période de retour décennale ( $T=10$  ans).

Toutefois dans ce cas de figure, vue l'importance du site et de ses ouvrages (ex : l'émissaire d'environ 4 km de long), et conformément à la demande des responsables locaux, nous allons travailler avec une période de retour centennale ( $T=100$  ans).

**IV.3. DELIMITATION DU BASSIN VERSANT :**

Un bassin versant est une aire délimitée par des lignes de crête (ligne de partage des eaux), dans laquelle toutes les eaux tombées alimentent un même exutoire : cours d'eau, lac, mer, océan,...etc. Dans notre cas, ces eaux se retrouvent prisonnières dans l'assiette du pôle économique « Figure IV.1 ».

Cette aire est déterminée sur la carte topographique : en commençant par l'exutoire, on trace à main levée des segments perpendiculaires aux courbes de niveau en passant par les crêtes, aboutissant automatiquement à l'exutoire.

Dans notre cas, les segments en question passent par endroit par la route nationale (RN N°11) ainsi que le chemin de wilaya (CW N°27) qui forme en quelque sorte une mini-digue bloquant ainsi les eaux de ruissèlement.

Le bassin versant est coupé en deux par la route nationale (RN N°97), toute fois ses deux parties sont en communication hydrique à l'aide des petits canaux qui coupent la route en question.

Les travaux cités sont effectués sur la carte d'état-major d'ARZEW « NI – 30 – XXIV – 2 (Ech 1/50 000) » qui intègre la totalité de notre bassin versant.

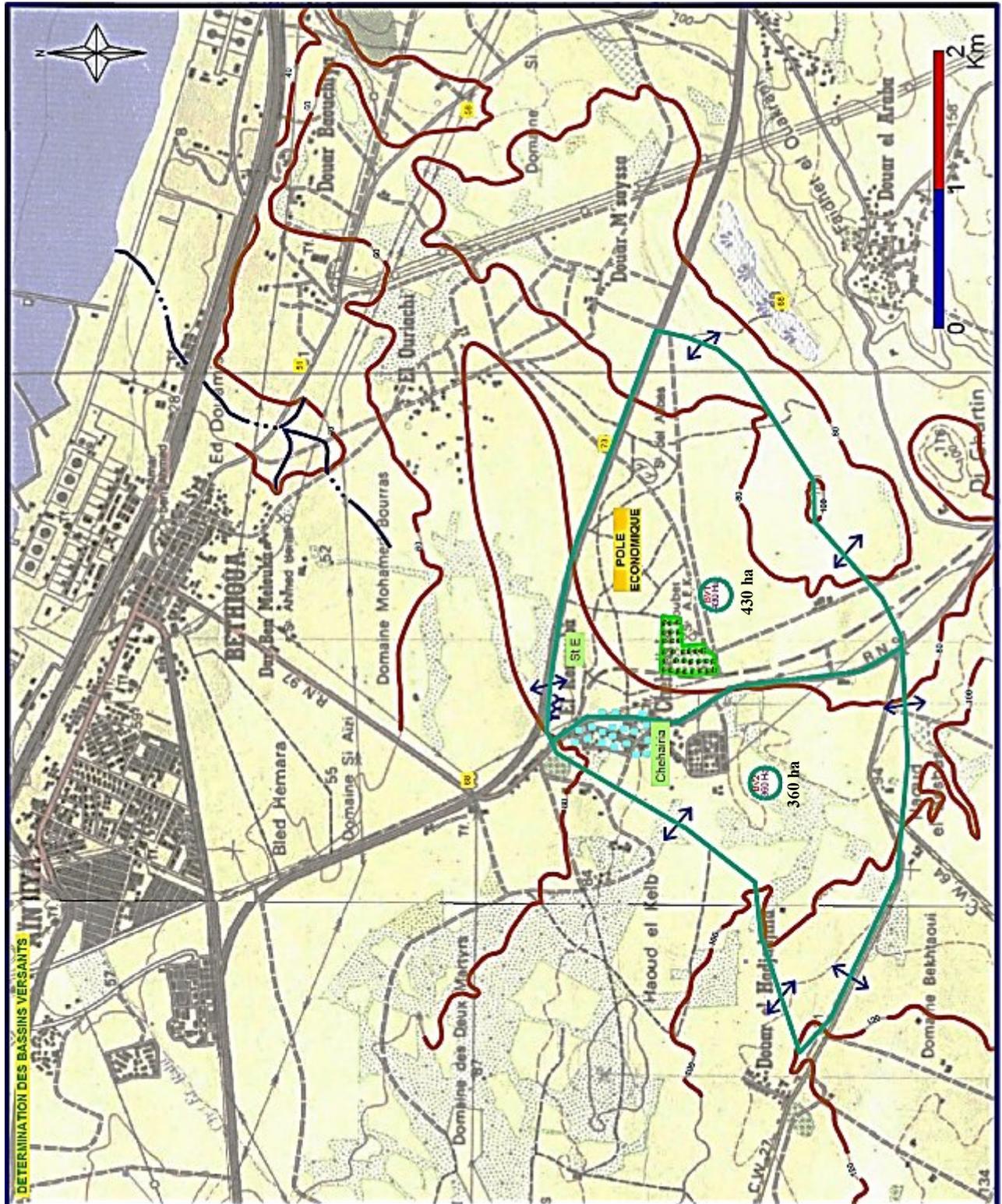


Figure IV.1 : Délimitation du bassin versant.

BV1 est égal à 430 ha (4 300 000 m<sup>3</sup>).

BV2 est égal à 360 ha (3 600 000 m<sup>3</sup>).

Total : 790 ha (7 900 000 m<sup>3</sup>).

**IV.4. CARACTERISTIQUES DU BASSIN VERSANT <sup>[2]</sup> :****IV.4.1. Superficie du bassin versant :**

Calcul à partir de la carte d'état-major d'ARZEW via un logiciel de DAO.

$$S = 7.9 \text{ km}^2 = 790 \text{ ha} = 7\,900\,000 \text{ m}^2.$$

**IV.4.2. Longueur du périmètre du bassin versant :**

Calcul à partir de la carte d'état-major d'ARZEW via un logiciel de DAO.

$$P = 12.539 \text{ km} = 12\,539 \text{ m}.$$

**IV.4.3. Indice de compacité de Gravelius  $K_c$  :**

Appelé aussi indice de forme, cet indice caractérise la forme du bassin versant (allongé ou ramassé) :

$$K_c = \frac{P^2}{S} = \frac{P^2}{\sqrt{S} \sqrt{S}} = \dots \quad (4.1)$$

Avec :

P : Périmètre du bassin versant (Km).

S : surface du bassin versant (Km<sup>2</sup>).

$K_c$  : indice de Gravelius.

Plus ce coefficient s'approche de (1), plus la forme du bassin versant sera ramassée, et plus le temps de concentration des eaux, sera court et inversement proportionnel.

Si :  $K_c = 1 \Rightarrow$  bassin parfaitement circularisé.

Si :  $K_c \leq 1.128 \Rightarrow$  bassin ramassé.

Si :  $K_c > 1.128 \Rightarrow$  bassin allongé.

Selon la valeur de  $K_c = 1.258$ , Notre bassin est de forme allongée.

#### IV.4.4. Rectangle équivalent ou rectangle de Gravelius :

C'est une transformation purement géométrique du bassin versant, en un rectangle de dimensions  $L_r$  et  $l_r$  de même surface et périmètre. Il permet de comparer les bassins versants entre eux du point de vue de l'écoulement. Les courbes de niveau sont des droites parallèles aux petits côtés du rectangle et l'exutoire est l'un de ces petits cotés « Figure IV.2 ».

Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement :

$$P = 2*(L_r+l_r) \quad \text{et} \quad S = L_r*l_r \quad (4.2)$$

La longueur  $L_r$  et la largeur  $l_r$  en (Km) sont données par la résolution de P et S :

$$= \frac{P}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{P}{2}\right)^2 - S} \quad (4.3)$$

De (4.2) et (4.3) on obtient une équation du second degré qui admet deux solutions  $L_r; l_r$  :

La longueur est donnée par la formule :

$$= \frac{P}{2} + \sqrt{\left(\frac{P}{2}\right)^2 - S} \quad (4.4)$$

La largeur est donnée par la formule :

$$= \frac{P}{2} - \sqrt{\left(\frac{P}{2}\right)^2 - S} \quad (4.5)$$

Avec  $L_r$  : longueur du rectangle équivalent en (Km) ;

$l_r$  : largeur du rectangle équivalent en (Km) ;

S : Surface du bassin versant (Km<sup>2</sup>).

$K_c$  : Indice de compacité de Gravelius.

On obtient :  $L_r = 4.5262226 \text{ (km)} = 4526.2226 \text{ (m)}$ .

$l_r = 1.7453848 \text{ (km)} = 1745.3848 \text{ (m)}$ .

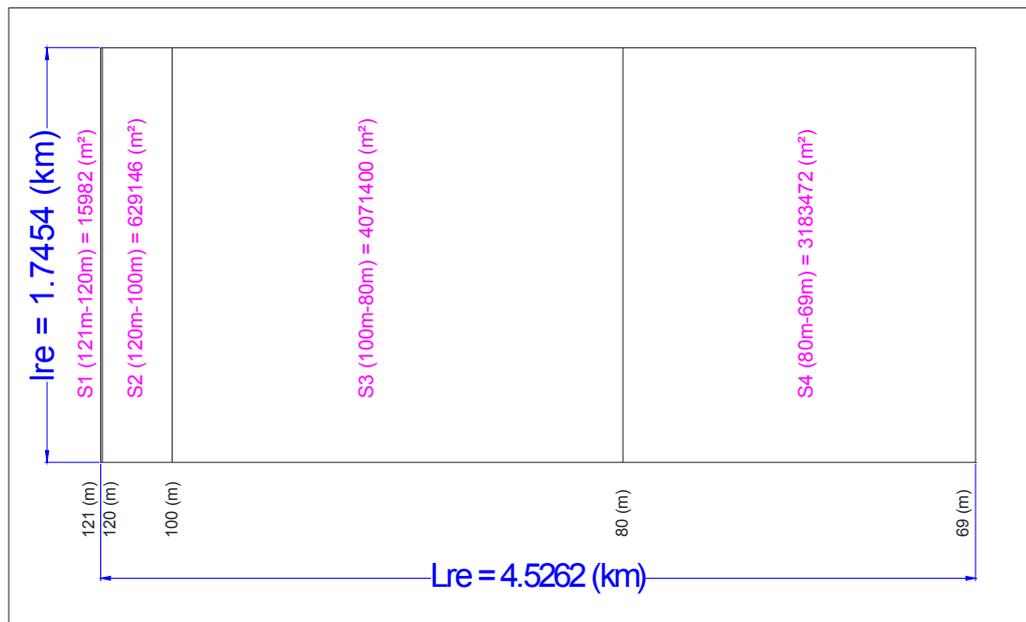


Figure IV.2 : Rectangle équivalent ou rectangle de Gravelius.

#### IV.4.5. Caractéristiques du relief du bassin versant :

##### IV.4.5.1. Répartition et courbe hypsométrique :

Calcul à partir de la carte d'état-major d'ARZEW via un logiciel de DAO « résultats résumés dans le Tableau IV.1 et visible dans la Figure IV.3 ».

Tableau IV.1 : Surfaces partielles du bassin versant par tranche d'altitude.

Altitudes m	Surfaces partielles Ha	Surfaces partielles %	Surfaces cumulées %
121 - 120	1,5982	0,20	0,20
120 - 100	62,9146	7,96	8,17
100 - 80	407,1400	51,54	59,70
80 - 69	318,3472	40,30	100,00

A partir de la courbe hypsométrique, nous déduisons les altitudes de fréquence 5%, 50% et 95% de la surface du bassin versant.

$$H_{5\%} = 105.22 \text{ (m)}.$$

$$H_{50\%} = 81.83 \text{ (m)}.$$

$$H_{95\%} = 70.56 \text{ (m)}.$$

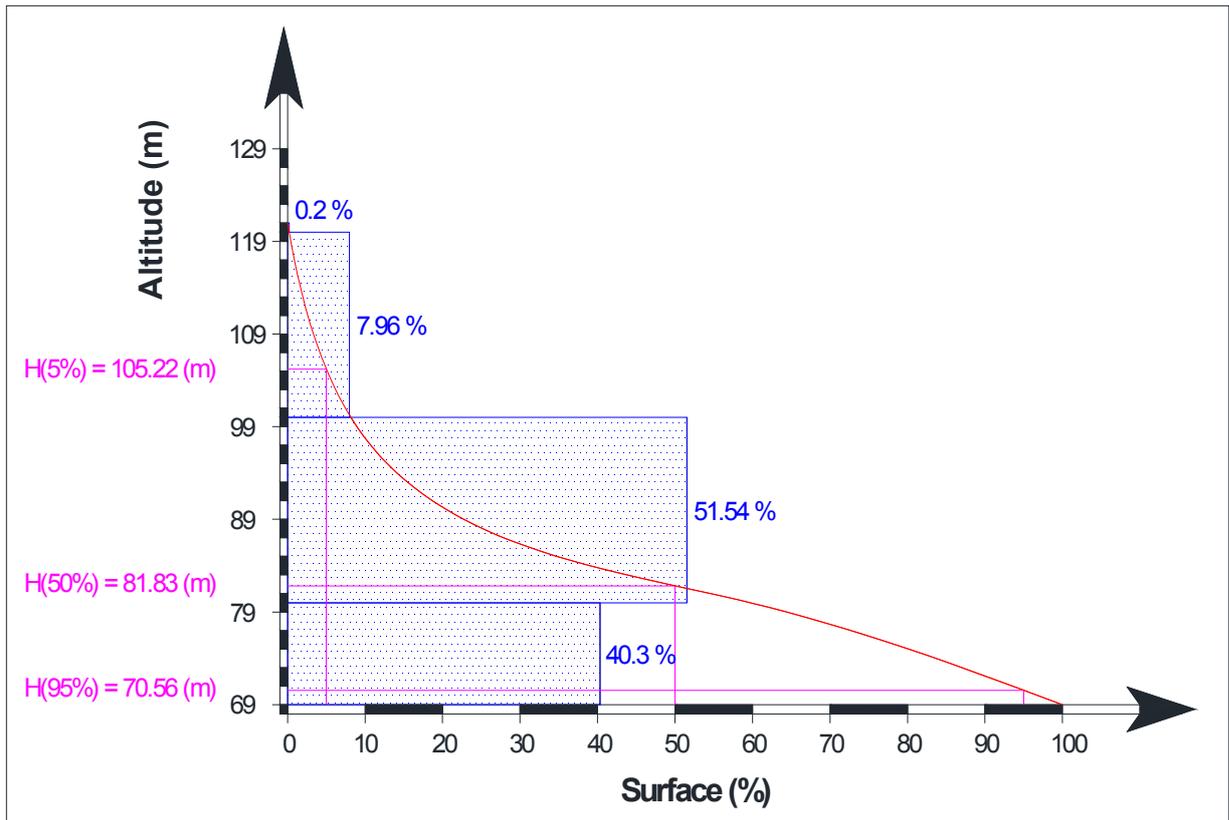


Figure IV.3 : Répartition en courbe hypsométrique.

IV.4.5.2. Altitudes du bassin versant :

a. *Altitude médiane*

C'est l'ordonnée de la courbe hypsométrique correspondante à la surface 50%

D'où :  $H_{50\%} = 81.83 \text{ m}$ .

b. *Altitude moyenne*

$$= \sum \frac{S_i \cdot H_i}{S} \tag{4.6}$$

Avec :  $S_i$  : surface partielle entre deux courbes de niveau ( $\text{Km}^2$ )

$H_i$  : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau consécutives (n-1) et (n)  
en (m)

$S$  : Superficie du bassin versant ( $\text{Km}^2$ )

A.N :  $H_{\text{moy}} = 85.41 \text{ m}$ .

IV.4.5.3. Pente moyenne du bassin versant :

$$= \frac{(\dots)}{\dots} \quad (4.7)$$

Avec :  $\Delta H$  : dénivelés entre deux courbes de niveaux successives (m)

$L_1 L_2 \dots L_n$  : les longueurs entre deux courbes de niveaux successives sur le rectangle équivalent (m).

S : superficie du bassin versant (m<sup>2</sup>) « Tableau IV.2 ».

**Tableau IV.2 : Pente moyenne du bassin versant.**

Altitude (m)	121 – 120	120 – 100	100 – 80	80 - 69
$\Delta H$ (m)	1	20	20	11
Langueur (m)	9.157	360.463	2332.666	1823.947

$$A.N : I_m = 0.0089 \text{ (m/m)} = 0.89 \%$$

**IV.4.5.4. Pente moyenne du cours d'eau principal :**

$$= \frac{(\dots)}{\dots} = 0.009894 \text{ (m/m)} \quad (4.8)$$

Avec :  $\Delta H_c$  : Différence d'altitude aux deux extrémités du cours d'eau principal.

$\Delta L$  : Longueur du cours d'eau principal égale à « 5071 (m) ».

$$A.N : I_c = 0.009894 \text{ (m/m)} = 0.9894 \%$$

**IV.4.5.5. Indices de pente :**

**a. Indice de pente globale  $I_g$  :**

$$= \frac{\dots}{\dots} \quad (4.9)$$

Avec : L : longueur du rectangle équivalent = 4526.2 m.

On a:  $H_{5\%} = 105.22 \text{ m}$ .

$H_{95\%} = 70.56 \text{ m}$ .

$$A.N: I_g = 0.0077 \text{ (m/m)} = 0.77 \%$$

**b. Indice de pente moyenne  $I_{pm}$  :**

$$= - = \text{-----} \tag{4.10}$$

Avec : L : longueur du rectangle équivalent (m).

On a:  $H_{\max} = 121$  m.

$H_{\min} = 69$  m.

A.N :  $I_{pm} = 0.011489$  (m/m) = 1.1489 %.

**c. Indice de pente de M.ROCHE  $I_p$  :**

$$= \frac{1}{L} \sum (H_i - H_{i-1}) \approx \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L} \tag{4.11}$$

Avec : L : longueur du rectangle équivalent (m).

$S_i$  : surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveaux consécutifs  $H_i$  et  $H_{i-1}$ .

AN :  $I_g = 0.00984426$  (m/m) = 0,984426 %.

**IV.5. DETERMINATION DU TEMPS DE CONCENTRATION :**

Le débit à l'exutoire augmente progressivement suite à la participation progressive des zones (les plus proches d'abord ensuite les plus éloignées de l'exutoire). Quand toute la surface du bassin aura contribué à l'écoulement, le débit connaîtra une valeur maximale. On définit le temps de concentration : ( $t_c$ ) comme le temps au bout duquel la particule d'eau tombée dans la zone la plus éloignée de l'exutoire va atteindre celui-ci.

En fait si on suppose une pluie uniforme, de durée illimitée, qui tombe sur un bassin, le débit rapporté à la surface du bassin (ou débit spécifique) va atteindre un palier de valeur max au bout du temps de concentration ( $t_c$ ).

Théoriquement, la pluie la plus pénalisante pour un bassin versant est donc celle dont la durée est égale ou dépasse le temps de concentration. En effet si la durée de la pluie est courte, la totalité de bassin versant ne contribue pas en même temps au débit de l'exutoire.

Le temps de concentration est une caractéristique du bassin qui dépend essentiellement de la superficie de celui-ci, des pentes, de la longueur et de la densité du réseau hydrographique.

La littérature propose plusieurs formules empiriques pour le calcul du temps de concentration. On citera :

#### IV.5.1. Temps de concentration selon la formule de Giandotti <sup>[2]</sup> :

$$t_c = \frac{\sqrt{L_{cp}}}{0.8 * ((H_{moy} - H_{min})^{0.5})} \quad (4.12)$$

Avec :

- S : surface du bassin versant en (km).
- $L_{cp}$  : longueur du cours d'eau principale (km).
- $t_c$  : temps de concentration exprimé en heures (h).
- $H_{moy}$  : altitude moyenne (m).
- $H_{min}$  : altitude minimale (m).

$$A.N : t_c = ((4 * (7.9^{0.5})) + (1.5 * 5.071)) / (0.8 * ((85.41 - 69)^{0.5})) = 5.816 * 60 \text{ h.}$$

$$t_c = 5,816 \text{ (h)} = 349 \text{ (min)} = 5\text{h} ; 49 \text{ min.}$$

#### IV.5.2. Temps de concentration selon la formule de Kirpich <sup>[3]</sup> :

$$t_c = t_h + \left( \frac{L}{I} \right) * \left( \frac{L}{I} \right)^{0.77} \quad (4.13)$$

Avec :

- $t_h$  : temps d'humectation  $\approx 10$  (min).
- L : longueur de la ligne d'eau principale (m).
- I : pente moyenne du bassin versant (m/m).
- $t_c$  : temps de concentration exprimé en minutes (min).

$$A.N : t_c = (10 + (0.0195 * (5071^{0.77}) * (0.009894^{(-0.385)}))) = 92 \text{ min.}$$

$$t_c = 1,533 \text{ h} = 92 \text{ min} = 1\text{h} ; 32 \text{ min.}$$

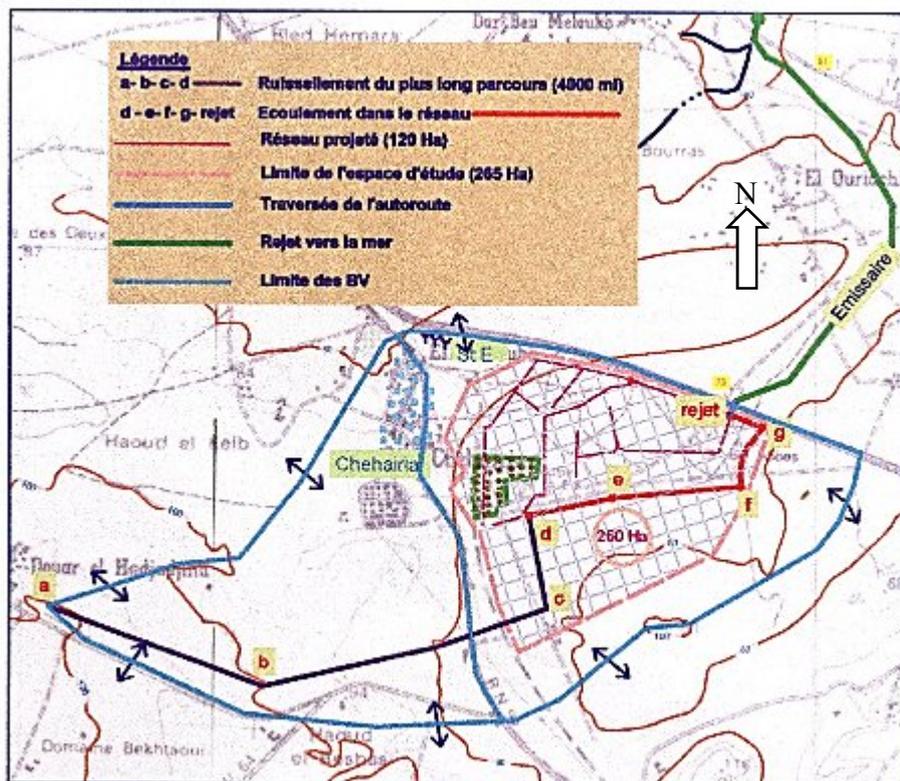
#### IV.5.3. Temps de concentration selon la formule de Bourrier <sup>[4]</sup> :

Elle a été établie en milieu semi rural et urbain et qui permet de déterminer le temps d'entrée en un point considéré. Cette formule tient compte :

- De la nature du sol.
- De la surface de l'impluvium.
- De la pente moyenne.
- De la longueur du plus long parcours.

Le temps de concentration, dans notre cas, est composé du temps  $t_1$  du parcours superficiel, ainsi que le temps  $t_2$  mis dans le parcours à l'intérieur du réseau jusqu'au rejet (exutoire) donc  $t_c = t_1 + t_2$

Le temps  $t_1$  est régi par la formule de Bourrier, et  $t_2$  par la vitesse de l'eau à l'intérieur du réseau projeté ( $V = 60 \times R^{0.75} \times I^{0.5}$ ). Le temps de concentration fera l'objet d'une vérification après dimensionnement.



**Figure IV.4 : Schéma d'aménagement projeté pour le calcul du temps de concentration selon la formule de Bourrier.**

#### IV.5.3.1. Calcul de « $T_1$ » :

$$t_1 = K * \left( \frac{L}{\sqrt{I}} \right) \quad (4.14)$$

Avec :

$t_1$  : temps du parcours superficiel en secondes (s) « Bourrier ».

K : coefficient en fonction de la nature du sol

Note : K=1 pour un sol revêtu et pentu

K=2 pour un sol revêtu

K=3 pour un sol naturel nu

K=4 pour un sol naturel herbeux

Dans notre cas sol naturel nu : K = 3.

S : surface en (m<sup>2</sup>) de l'impluvium égale à 280 Ha soit 2800000 m<sup>2</sup>.

L : longueur en (m) soit 4000 m.

I : pente moyenne égale à : ((121-70)/4000) soit environ **0,01275** m/m.

A.N :  $t_1 = 5625$  seconde soit 93 min.

#### IV.5.3.2. Calcul de « T<sub>2</sub> » : « Tableau IV.7 ».

**Tableau IV.3 : Dimension et caractéristique du réseau projeté pour le calcul de t<sub>2</sub>.**

Tronç	ML	Qréel (l/s)	I pr (m/m)	Ø (mm)	Qps (l/s)	Vps (m/s)	Qr/Qps	V (1/10) Qps (m/s)	Vr/Vps	Vr (m/s)	% (rempl)	A-C
d-e	550	2700	0,002	1600	2714	1,35	0,99	0,86	1,139	1,54	81	A-C
e-f	850	4100	0,002	2000	5012	1,60	0,82	1,02	1,116	1,78	69	A-C
f-g-rejet	680	5200	0,002	2000	5012	1,60	1,04	1,02	1,135	1,81	86	A-C

A-C : auto curage.

Vitesse réelle est égale 1,54 m/s, 1,78 et 1,81 m/s.

Les différents temps selon le linéaire : 6 minutes, 10 minutes, et 6 minutes.

A.N :  $t_2 = 1350$  seconde soit 22 minutes.

#### IV.5.3.3. Temps de concentration « T<sub>c</sub> » :

Le temps de concentration est égal à  $t_1$  plus  $t_2$  soit (93+22) = 115 minutes ou 1,92 h, à vérifier après dimensionnement.

**$t_c = 1,92$  h = 115 min = 1 h ; 55 min.**

#### IV.5.4. Comparaison du temps de concentration :

**Tableau IV.4 : Comparaison des différents temps de concentration.**

Méthode	Temps de concentration : ( $t_c$ )		
	h	min	h ; min
<b>Giandotti</b>	5,816	349	5 ; 49
<b>Kirpich</b>	1,533	92	1 ; 32
<b>Bourrier</b>	<b>1,92</b>	<b>115</b>	<b>1 ; 55</b>

Pour la suite des calculs, nous allons opter pour le temps de concentration obtenu par la méthode de Bourrier « Tableau IV.8 » ( $t_c = 1,92 \text{ h} = 115 \text{ min} = 1 \text{ h} ; 55 \text{ min}$ ) et ceux pour trois raisons :

- La première formule celle de (Giandotti), donne de meilleurs résultats pour des bassins versants de très grande surface et avec un réseau hydrographique assez dense ce qui n'est pas le cas de notre bassin versant.
- La seconde formule celle de (Kirpich), même si elle donne de bon résultat pour les petits bassins versants, elle n'est utilisée que dans le cas d'un bassin à terrain nu, or après la construction du pôle économique, ce dernier sera un milieu semi rural et urbain.
- La troisième formule de (Bourrier), est utilisée pour les petits bassins versants en milieu semi rural et urbain, ce qui s'applique parfaitement dans notre cas, et donne un résultat intermédiaire plus proche de celui de Kirpich.

#### **IV.6. DETERMINATION DU COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT MOYEN (PONDEREE) :**

Le coefficient de ruissellement est l'un des paramètres clés qui caractérisent le comportement hydrologique global du bassin versant.

Il est souvent considéré comme un paramètre constant. Cependant il est plus réaliste de préconiser sa variation dans le temps, au cours d'une averse, le sol se sature progressivement au fur et à mesure que la pluie tombe. Dans des conditions de non humidité après une longue période de sécheresse, il est faible puis croit pour atteindre une valeur limite une fois le sol saturé d'eau. Les valeurs du coefficient de ruissellement dépendent donc aussi de l'état d'humidité antérieure des sols du bassin.

Le coefficient de ruissellement noté ( $C_r$ ) est un indice très utilisé en hydrologie de surface. Il permet de quantifier la part de la pluie qui s'est écoulée jusqu'à l'exutoire par rapport à la pluie moyenne qui est reçue par le bassin. Il est défini par :

$$C_r = \frac{(\text{Hauteur ruisselée})}{(\text{Hauteur précipitée})} \leq 100 \% \tag{4.15}$$

Avec : Hauteur ruisselée = Hauteur précipitée – Pertes.

Le coefficient de ruissellement est alors un coefficient déductif des pertes.

La littérature propose quelques valeurs indicatives de ce coefficient pour chaque type de sol et très souvent, en rapport avec d'autres facteurs tels que la taille du bassin, la couverture végétale, la pente et l'utilisation du terrain.

**Tableau IV.5 : Valeurs du coefficient de Ruissellement  $C_r$  en fonction du type de sol, de la couverture végétale et de la pente.**

Coefficients de ruissellement $C_r$	
Topographie et Végétation	Texture du sol

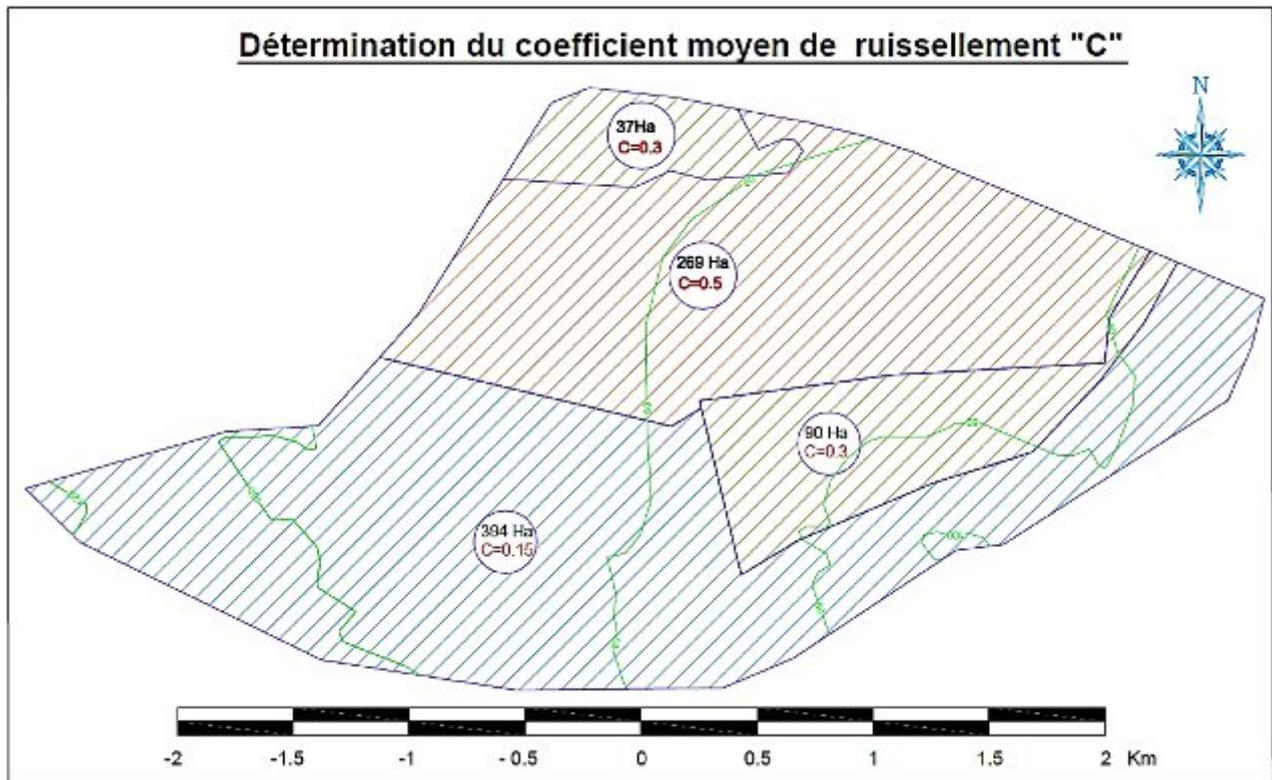
	Sablonneux	Argile et Silt	Argile Compacte
<b>BOISÉ</b>			
Presque Plat : Pente 0 - 5%	0.10	0.30	0.40
Vallonneux : Pente 5 - 10%	0.25	0.35	0.50
Montagneux : Pente 10 - 30%	0.30	0.50	0.60
<b>PATURAGE</b>			
Presque plat : Pente 0 - 5%	0.10	0.30	0.40
Vallonneux : Pente 5 - 10%	0.16	0.36	0.55
Montagneux : Pente 10- 30%	0.22	0.42	0.60
<b>CULTURES DRAINEES</b>			
Presque Plat : Pente 0 - 5%	0.30	0.50	0.60
Vallonneux : Pente 5 - 10%	0.40	0.60	0.70
Montagneux : Pente 10 - 30%	0.52	0.72	0.82

**Tableau IV.6 : Valeurs types du coefficient de Ruissellement Cr en fonction du type d'utilisation du terrain.**

Quartier	Coefficient de ruissellement, Cr
<b>Commercial</b>	
centre-ville	0,70 - 0,95
banlieue	0,50 - 0,70
<b>Résidentiel</b>	
maisons unifamiliales	0,30 - 0,50
maisons multifamiliales, détachées	0,40 - 0,60
maisons multifamiliales, en rangées	0,60 - 0,75
maisons de banlieue peu développée	0,10 - 0,25
maisons de banlieue	0,25 - 0,40
immeubles à usage locatif	0,50 - 0,70
<b>Industriel</b>	
densité moyenne	0,50 - 0,80
densité élevée	0,60 - 0,90
Parcs, cimetières, prairies	0,10 - 0,25
Terrains de jeux	0,25 - 0,35
Terrains en friche	0,10 - 0,30

Un découpage du bassin en zones homogènes, chacune ayant un coefficient ( $C_{r,i}$ ) et une superficie ( $S_i$ ) est nécessaire. On calculera alors le coefficient de ruissellement moyen (pondérée). Par :

$$C_r = \frac{\sum(C_{r,i} \cdot S_i)}{\sum S_i} \quad (4.16)$$



**Figure IV.5 : Schéma de variation du coefficient de ruissellement dans le bassin versant.**

C = 0.15 Sol imperméable avec végétation ou pente moyenne aux environs de 2 %

C = 0.3 Prairie ou terre agricole non travaillée

C = 0.5 zone d'activité industrielle

$$A.N : C_r = (((37*0.3)+(269*0.5)+(90*0.3)+(0.15*394))/790) = 0.2933 \approx 0.3$$

$$C_r = 0.3$$

#### IV.7. PLUIE MAXIMALE JOURNALIERE :

La série des pluies maximales journalières enregistrées à la station pluviométrique 60457 a été choisie comme étant la plus représentative des pluies maximales journalières pouvant se produire dans la région de notre étude et ceux pour deux raisons :

- La station ne se trouve pas très loin de notre zone d'étude et est sous un même climat.
- La station a presque la même élévation que le site de l'étude en question.

Cette série des pluies maximales journalier visible dans le « Tableau IV.3 et Figure IV.4 » sera ajustée par différentes lois de distribution statistiques (Gauss, Galton et Gumbel).

## IV.7.1. PJ max : en (mm)

**Tableau IV.7 : Répartition des pluies maximales journalières ( $P_{j\max}$ ) de 1980 à 2004 « source : l'ONM de Mostaganem station 60457 (code ONM) ».**

Année	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jui	Aut	Sep	Oct	Nov	Dec	Pj max
1980	21,9	13,8	37,5	26,4	7,9	0	0	0	3,2	4,5	1,6	40,1	40,1
1981	47,1	27,1	13,9	8	38,8	8,9	0,5	0,4	1,1	6,1	0	8,8	47,1
1982	4,8	14,4	3,4	9,7	5	0,2	0	0,3	2,7	47,8	20,6	20,6	47,8
1983	0	25,7	5,1	0,4	0,9	0	0	13,3	0	0,8	66,3	20,3	66,3
1984	28,4	16,2	23,6	3,5	13	0,4	0	0	3,8	5	176,3	23	176,3
1985	4,8	2,9	13,7	19,4	22,8	1,2	0	0	4,5	44,4	12,5	45,4	45,4
1986	29,6	21,5	24,2	5,3	2,4	4,7	0,7	0	47,5	6,4	14,9	21,1	47,5
1987	23,7	15,9	2,7	1,1	8,6	3,2	9,4	1,6	3,8	13,7	14,3	14,1	23,7
1988	23,8	15,3	4,9	18,5	66,1	1,2	0	1,2	5	7,9	18,3	5,5	66,1
1989	5,5	10,2	47,5	6,1	1,2	0,9	1,1	7,4	6,4	3,6	5,6	29,6	47,5
1990	48	0	0	30	6,8	0	2,4	0,9	4	11,7	12,7	12,7	48
1991	8,8	10,8	43,7	2,2	9,8	2	1,2	0,4	4,3	17,5	32,4	3,8	43,7
1992	14,2	27,6	17,3	2,7	25	17,4	4,6	0,3	1,5	1,9	22,7	8,4	27,6
1993	0	51,4	9,5	15,4	13,6	3,7	0	2,4	2,8	32	23	4,5	51,4
1994	24,4	17	1	17,3	7,3	0	0,4	0	10,6	10,6	16	1,6	24,4
1995	19,2	20,7	14,3	6,2	0,3	1,2	5,7	1,2	19,2	4,4	26	19,3	26
1996	55,7	17,1	9,5	25,3	10,5	0	5	0,4	19,4	15,7	2,4	12,9	55,7
1997	35,3	4,2	0	42,5	11,9	0,9	1,7	3,7	9,8	28,6	20,2	20,4	42,5
1998	16,2	9	3,9	13,5	18,9	0	1,4	3,4	3,6	5,1	13,2	44,8	44,8
1999	29	24,1	41,7	4,5	3	0,9	0,4	12	18,4	10,9	28,8	18	41,7
2000	2,8	0	8,3	7,8	16,4	0,5	0	0,1	62,7	35,7	63,1	1,5	63,1
2001	11,4	59,1	1,7	60,9	17,4	1,1	0	0,1	3,7	9,9	112,1	20,5	112,1
2002	4,6	0	17	20,4	30,1	1	0,7	9,1	0,5	24,5	21,2	3,5	30,1
2003	13,6	11,7	5,7	26,2	5,6	0,6	0	0	0	14,2	21,9	32,3	32,3
2004	16,9	14,5	5	4,8	24,2	6,9	0	1	4,5	20,5	73,7	57,2	73,7

## IV.7.2. Graphe des répartitions :

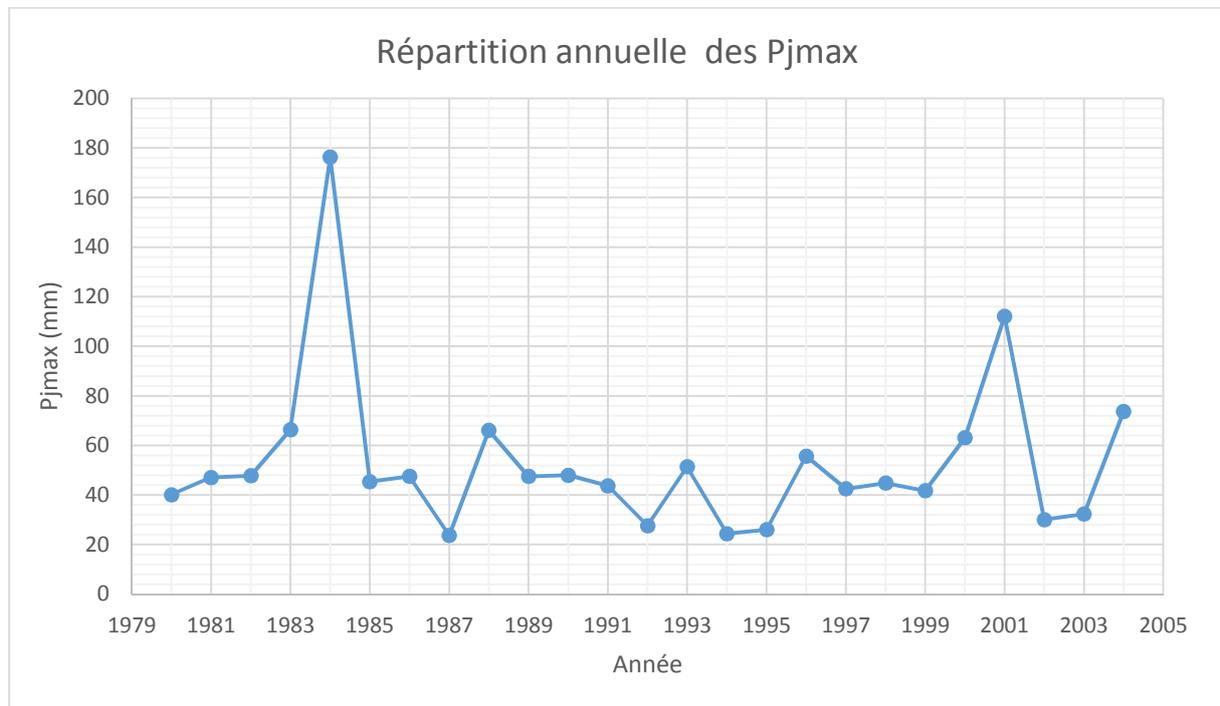


Figure IV.6 : Graphe de Répartition des pluies maximales journalières ( $P_{jmax}$ ) de 1980 à 2004 « source : l'ONM de Mostaganem station 60457 (code ONM) ».

## IV.7.3. Caractéristiques statistiques de la série de pluie maximale journalière :

Nombre d'années de la série de pluie maximale journalière :

$$N = 25$$

Somme des  $P_{jmax}$  :

$$S = \sum ( ) = 1324,9 \quad (4.17)$$

Moyenne des  $P_{jmax}$  :

$$= \frac{\sum ( )}{N} = 52,996 \quad (4.18)$$

Ecart type de la série des  $P_{jmax}$  :

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum ( ( ) )}{N}} = 31,853 \quad (4.19)$$

Le coefficient de variation ou coefficient de variabilité de la série des  $P_{jmax}$  :

$$C_v = \frac{\sigma}{\bar{P}_{jmax}} = 0,6011 \quad (4.20)$$

#### IV.7.4. L'ajustement de la série des pluies maximales journalières <sup>[5]</sup> :

Afin de déduire la précipitation maximale journalière envisageable, dans une période de retours donnée, on se doit d'effectuer un ajustement de la série des pluies maximales journalières, et pour cela la littérature propose plusieurs lois reposant sur des principes statistiques, dans notre cas nous avons utilisé quelques-unes, qui donnent en règle générale de bons résultats :

##### La loi Normale de Gauss :

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left\{-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}\right\}$$

$$F(x) = \Phi\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)$$

$X; x$  : La variable aléatoire « Pj (max) »

$f(x)$  : La densité de probabilité

$F(x)$  = La fonction de répartition (qui représente la probabilité que la variable  $X$  ait une valeur inférieure à  $x$ )

$\mu = 52.996$  : La moyenne de la variable (notre série)

$\sigma = 31.853$  : L'écart type de la variable (notre série)

(4.21)

##### La loi Log-normale de Galton :

$$f(x) = \frac{1}{x\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left\{-\frac{[\ln x - \mu]^2}{2\sigma^2}\right\}$$

$$F(x) = \Phi\left(\frac{\ln x - \mu}{\sigma}\right)$$

$X; x$  : La variable aléatoire « Pj (max) »

$f(x)$  : La densité de probabilité

$F(x)$  = La fonction de répartition (qui représente la probabilité que la variable  $X$  ait une valeur inférieure à  $x$ )

$\mu = 3.855$  : La moyenne du logarithme de la variable (notre série)

$\sigma = 0.456$  : L'écart type du logarithme de la variable (notre série)

(puisque par définition, le logarithme de la variable est distribué selon une loi normale de moyenne  $\mu$  et d'écart-type  $\sigma$ )

(4.22)

**La loi de Gumbel au non dépassement (méthode des moments) :**

$$f(x) = \frac{1}{\alpha} \exp\left[-\frac{x-u}{\alpha} - \exp\left(-\frac{x-u}{\alpha}\right)\right]$$

$$\alpha = \frac{\sqrt{\quad}}{\quad} * \sigma$$

$$u = \mu - 0.5772 \alpha$$

$$F(x) = \quad ( )$$

(4.23)

*X ; x : La variable aléatoire « Pj (max) »*

*f(x) : La densité de probabilité*

*F(x) = La fonction de répartition (qui représente la probabilité que la variable X ait une valeur inférieure à x')*

*u = 38.660 : Le paramètre de position (mode)*

*μ = 52.996 : La moyenne de la variable (notre série)*

*α = 24.836 : Le paramètre d'échelle (gradex)*

*σ = 31.853 : L'écart type de la variable (notre série)*

#### **IV.7.5. Comparaison des résultats de l'ajustement de la série des pluies maximales journalières :**

Les différents graphes des droites de régression obtenues par les divers ajustements, sont tracés à l'aide du logiciel Hyfran, nous permettant ainsi de les comparer et de déterminer lequel donne les meilleurs résultats « Tableau IV.4 ».

D'après les graphes d'ajustement (Figure VI.5 ; VI.6 et VI.7) ci-dessous, on remarque que les résultats obtenus par la loi Normale de Gauss, sont très petits par rapport à ceux obtenus par les deux autres : « Gumbel (méthode des moments) ; Galton (Log-normale) » qui donnent des résultats assez proches l'un de l'autre, toutefois la série s'ajuste mieux avec celle de Galton.

Les tests d'adéquation des trois lois, sont calculés et vérifiés directement à partir du logiciel Hyfran.

La série s'ajuste bien à la loi de Galton (Log-normale) avec la plus grande valeur de la « P-Valeur ».

Remarque : Lorsque « P-Valeur > 5 % » l'ajustement est satisfaisant.

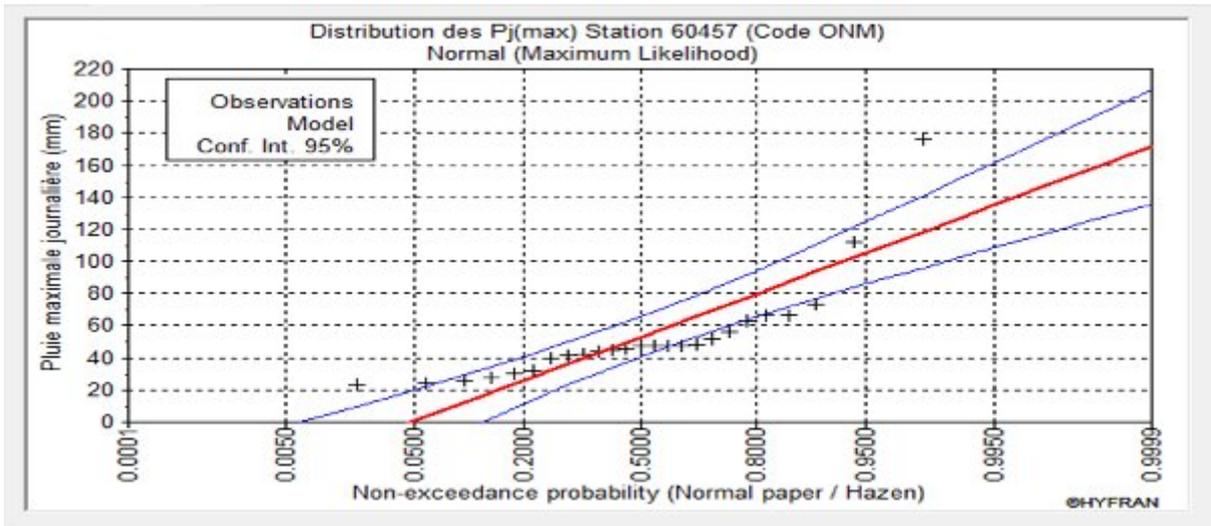


Figure IV.7 : Graphe d'ajustement selon la loi Normale de Gauss.

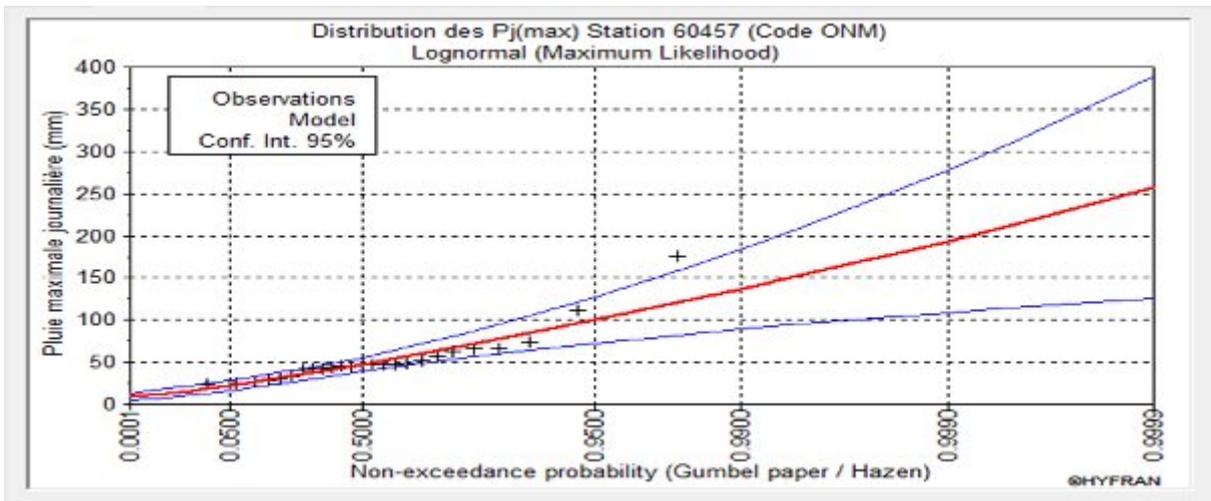


Figure IV.8 : Graphe d'ajustement selon la loi Log-normale de Galton.

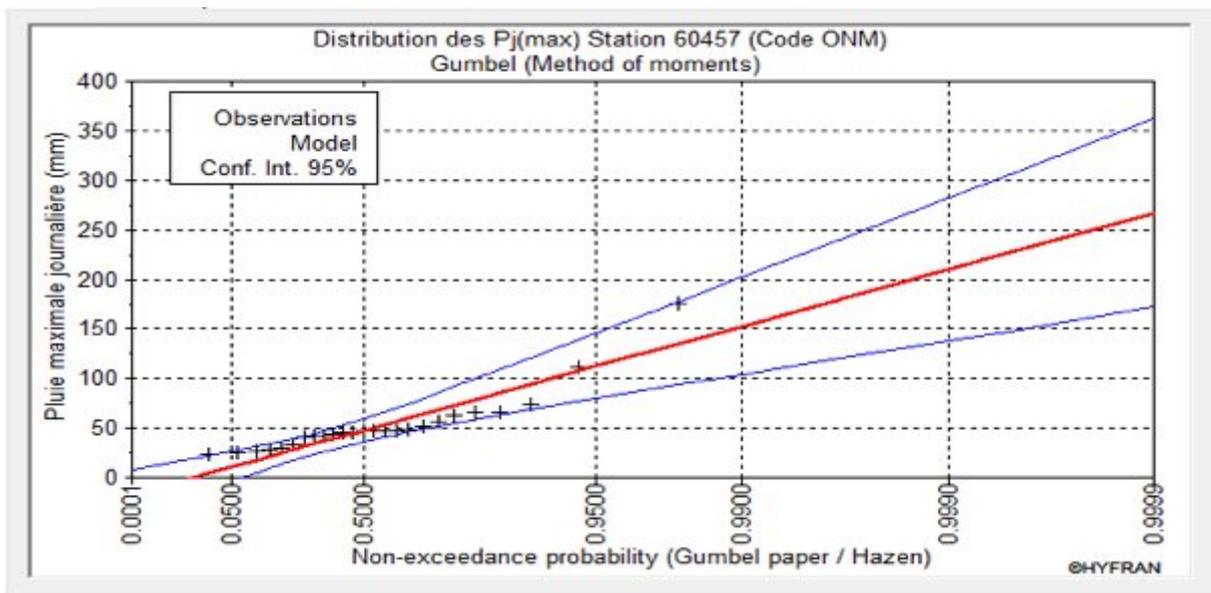


Figure IV.9 : Graphe d'ajustement selon La loi de Gumbel au non dépassement (méthode des moments).

Tableau IV.8 : Tableau comparatif des résultats d'ajustement de la série des pluies maximales journalières.

Période de retour (T) :	Fréquence (q) :	Loi Normale de Gauss :	Loi Log-normale de Galton :	Loi de Gumbel au non dépassement (méthode des moments) :
		Pluie maximale journalière envisageable dans une période égale à (T) :		
ans	1-(1/T)	(mm)	(mm)	(mm)
1000	0.9990	151	193	210
200	0.9950	135	153	170
100	0.9900	127	137	153
50	0.9800	118	121	136
20	0.9500	105	100	112
10	0.9000	93.8	84.8	94.6
Test d'adéquation :	/	Test du $\chi^2$	Test du $\chi^2$	Test du $\chi^2$
$\chi^2$	/	12.80	7.76	15.04
P-Valeur :	/	0.0123	0.1008	0.0046
Appréciation du test d'adéquation :	/	Résultats inacceptables	Résultats acceptables	Résultats inacceptables

## IV.8. LES INTENSITES DES AVERSES :

Les pluies de courte durée ont été calculées sur la base des données relatives aux pluies maximales journalières en utilisant la loi régionale intensité durée fréquence, qui s'exprime par la relation :

$$P_{Tc} = [P_{j(max)}] \times (—) \quad (4.24)$$

(ANRH - région Nord)

$P_{Tc}$  : pluie de durée  $t = Tc = 1.92h$  et de fréquence « f » (mm)

$P_{j(max)}$  : pluie maximale journalière de même fréquence « f » (mm)

b : Coefficient climatique de la région «  $b = 0.38$  fournie par l'ANRH »

t : le temps en heures pris égale au temps de concentration « 1.92h »

### IV.8.1. Résultats de $P_{Tc}$ pour une durée égale au temps de concentration (1,92 h) :

Résumé dans le « Tableau IV.9 »

**Tableau IV.9 : Estimation des pluies fréquentielles de durée égale au temps de concentration.**

Période de retour « T » (ans)	$P_{j(max)}$ (mm)	$P_{Tc}$ (mm)
1000	193	73,9
200	153	58,6
100	137	52,5
50	121	46,3
20	100	38,3
10	84.8	32,5

## IV.9. ESTIMATION DES CRUES ET CONSTRUCTION DE HYDROGRAMME DE CRUE :

Aucune mesure des débits de pointe n'ayant été effectuée sur la zone d'étude. Ses derniers seront donc évaluations à partir de différentes méthodes, ou formule empiriques fréquemment utilisées en Algérie.

### IV.9.1. Formule de Sokolovsky (recommandée pour les petits bassins versant) <sup>[2]</sup> :

Le débit de pointe calculé par la formule de Sokolovsky est considéré comme débit max, généré par une pluie de durée prise égale au temps de concentration.

Cette méthode d'estimation du débit de crue à deux équations paraboliques l'une pour la montée de la crue et l'autre pour la décrue.

**Pour la montée de la crue :**

$$Q_m = Q_{\max} \left( \frac{t}{t_m} \right)^x \tag{4.25}$$

**Pour la décrue :**

$$Q_d = Q_{F\% \max} \left[ \frac{(t_d - t)}{t_d} \right]^y \tag{4.26}$$

**Le volume de crue :**

$$= \quad + \quad = \frac{\quad}{1000} * \quad * \tag{4.27}$$

**Avec :**  $t_m$  : Temps de montée de la crue égal au temps de concentration ( $t_m = T_c = 1.92$  h).

$t_d$  : temps de la décrue ( $t_d = \delta * t_m = \delta * T_c$ ).

$x$  ;  $y$  : puissances des courbes [ $x=2$  ;  $y=3$ ].

$\delta$  : Coefficient qui dépend des caractéristiques du bassin versant tiré du Tableau IV.10 « coefficient de forme de l'Hydrogramme de crue  $\delta$  ».

Pour notre bassin versant :  $\delta = 2.5 \Rightarrow t_d = \delta * t_m = 2.5 * 1.92 = 4.8$ heurs

$P_{T_c}$  : pluie de durée  $t = T_c = 1.92$  h et de fréquence « f » en (mm)

$C_r$  : coefficient de ruissèlement pondéré ( $C_r = 0.3$ )

$S$  : surface du bassin versant ( $S = 7\,900\,000$  m<sup>2</sup>)

**On obtient donc :**

**Pour la montée de la crue :**

$$Q_m = Q_{\max} \left( \frac{t}{T_c} \right)^2 \tag{4.28}$$

**Pour la décrue :**

$$Q_d = Q_{F\% \max} \left[ \frac{(\delta * T_c) - t}{(\delta * T_c)} \right]^3 \tag{4.29}$$

**Le volume de crue :**

$$= \quad + \quad = \frac{(3 * ) + 4}{12} * (3600 * ) * \% = \frac{\quad}{1000} * \quad \tag{4.30}$$

**Tableau IV.10 : Valeurs du Coefficient  $\delta$  qui dépend des caractéristiques du bassin versant.**

Condition :	$\delta$
petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables.	2 à 2,5

petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméables, moyens cours d'eau avec terrasses de lit majeur normales.	3 à 4
Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordements étendues.	4 à 7

De (4.30) on obtient :

$$\% = \frac{12}{(3 * ) + 4 * 1000 * 3600} * \frac{*}{*} \quad (4.31)$$

Avec :  $T_c$  : Temps de concentration ( $T_c = 1.92$  h).

$\delta$  : Coefficient qui dépend des caractéristiques du bassin versant tiré du Tableau IV.10 « coefficient de forme de l'Hydrogramme de crue  $\delta = 2.5$  ».

$P_{Tc}$  : pluie de durée  $t = T_c = 1.92$ h et de fréquence « f » en (mm)

$C_r$  : coefficient de ruissèlement pondéré ( $C_r = 0.3$ )

S : surface du bassin versant ( $S = 7\,900\,000$  m<sup>2</sup>)

A.N : « Tableau IV.11 »

**Tableau IV.11 : Estimation de ( $Q_{F\% \max}$ ) par la méthode de Sokolovsky, pour différents périodes de retour et par conséquence le débit de l'émissaire.**

Période de retour « T » (ans)	$P_{Tc}$ (mm)	$Q_{F\% \max}$ (m <sup>3</sup> /s)
1000	73,9	26,446
200	58,6	20,965
100	52,5	18,773
50	46,3	16,580
20	38,3	13,703
10	32,5	11,620

**IV.9.2. formule de Turazza (recommandée pour les petits bassins versant du même type) [2] :**

$$= \frac{*}{3.6 * } \quad (4.32)$$

Avec :

$C_r$  = Coefficient de ruissèlement égal à « 0.3 » coefficient moyen (pondéré)

$P_{Tc}$  = précipitation maximale pour une durée égale au temps de concentration

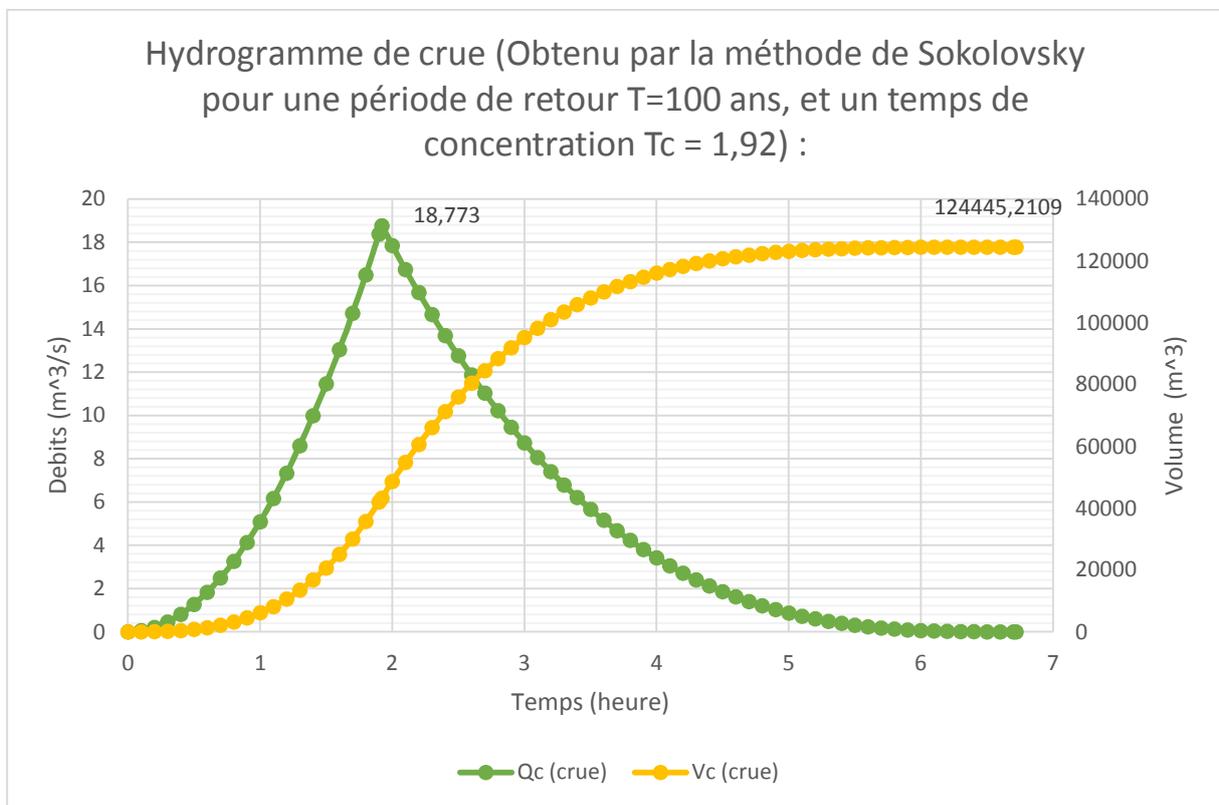
S = superficie en km<sup>2</sup> (7.9)

T<sub>c</sub> = temps de concentration en heure (T<sub>c</sub> = 1.92 h)

A.N : « Tableau IV.12 »

**Tableau IV.12 : Estimation de (Q<sub>F% max</sub>) par la méthode de Turazza, pour différents périodes de retour et par conséquence le débit de l'émissaire.**

Période de retour « T » (ans)	P <sub>Tc</sub> (mm)	Q <sub>F% max</sub> (m <sup>3</sup> /s)
1000	73,9	25,344
200	58,6	20,091
100	52,5	17,990
50	46,3	15,889
20	38,3	13,132
10	32,5	11,136



**Figure IV.10 : Hydrogramme de crue (Obtenu par la méthode de Sokolovsky pour une période de retour T=100 ans, et un temps de concentration Tc = 1,92).**

#### IV.10. CONCLUSION :

Nous avons utilisé pour les estimations des débits Sokolovski et Turazza « Tableau IV.13 », parce qu'elles sont recommandées par la littérature spécialisée en hydrologie pour les même type de bassin versant que le nôtre (de moyenne a petite superficie).

**Tableau IV.13 : Comparaison des estimations de ( $Q_{F\% \max}$ ) de deux méthodes (Sokolovsky et Turazza), pour différentes périodes de retour et par conséquent le débit de l'émissaire.**

Période de retour « T » (ans)	$P_{Tc}$ (mm)	$Q_{F\% \max}$ « par : Sokolovsky » ( $m^3/s$ )	$Q_{F\% \max}$ « par : Turazza » ( $m^3/s$ )
1000	73,9	26,446	25,344
200	58,6	20,965	20,091
100	52,5	18,773	17,990
50	46,3	16,580	15,889
20	38,3	13,703	13,132
10	32,5	11,620	11,136

Les deux estimations de Sokolovski et de Turazza « Tableau IV.13 », donnent des estimations très proches de notre débit d'étude (débit de l'émissaire pour une période de retours centennale « 100 ans ») respectivement de : **18.773 m<sup>3</sup>/s. à 17.990 m<sup>3</sup>/s.**

Pour un maximum de sécurité, nous allons prendre comme débit pour le dimensionnement de l'émissaire celui obtenue par la formule de Sokolovsky Figure IV.10 :

$$Q_{(total)} = Q_{(émissaire)} = 18.773 (m^3/s).$$



# **CHAPITRE V**

## **DIMENSIONNEMENT DES DIFFERENTS OUVRAGES**

## **V. DIMENSIONNEMENT DES DIFFERENTS OUVRAGES :**

### **V.1. INTRODUCTION :**

Ce présent chapitre porte sur le dimensionnement des divers ouvrages nécessaires à l'aménagement du futur pôle économique contre les inondations, ces ouvrages se divisent en trois catégories :

- Des canaux surfaciques à ciel ouvert qui détournent les eaux de ruissèlement provenant du bassin versant avant qu'ils n'atteignent le pôle économique.
- Un réseau de drainage souterrain qui draine la surface du pôle économique.
- Et pour finir l'émissaire sous forme de galerie qui évacue l'intégralité des eaux provenant du bassin (les canaux surfaciques de détournement ainsi que le réseau de drainage).

Tous ces ouvrages seront entièrement dimensionnés selon les principes des écoulements à surface libre, afin d'éviter la submersion des zones situées dans les points bas du réseau.

### **V.2. DEFINITION DES ECOULEMENTS A SURFACE LIBRE :**

En hydraulique il existe deux types d'écoulement :

- Les écoulements en charge sont des écoulements confinés à l'intérieur d'un contenant, en général une conduite. La pression à l'intérieur est beaucoup plus élevée que la pression atmosphérique. Celle-ci peut aussi s'abaisser à des valeurs aussi faibles que la pression de vapeur saturante ; et même si la pression à l'intérieur de ce type d'écoulement peut atteindre la pression atmosphérique, en aucun cas nous ne considérerons la présence de surface libre dans cette catégorie d'écoulement.
- Le second type est celui qui nous intéresse : l'écoulement à surface libre se caractérise par l'existence d'une surface libre, c'est à dire une surface en contact avec l'atmosphère, tout le long du réseau. Dans ce type d'écoulement, la pression à la surface de l'eau équivaut à la pression atmosphérique. Ce dernier est dû à la

pende du canal et non, comme pour les conduites en charge, à la différence de charge entre deux sections.

L'écoulement à surface libre est un écoulement sous l'effet de la gravité, ce dernier est en contact partiel avec un contenant (canal, rivière, conduite), et avec l'air (à la surface libre) dont la pression équivaut à la pression atmosphérique. Contrairement aux écoulements en charge, la section d'écoulement devient une caractéristique de l'écoulement et non plus seulement celle de la géométrie du contenant.

Aussi, les écoulements à surface libre présentent plus de difficultés que les écoulements en charge parce que les conditions d'écoulement sont plus compliquées :

- La position de la surface libre peut changer avec le temps et l'espace.
- Le débit, la pente et la surface libre du canal sont interdépendants.
- Les rugosités des surfaces en jeu sont moins standardisées et varient dans le temps et l'espace, d'où une plus grande incertitude quant aux valeurs à adopter pour les calculs.
- Pente pour les réseaux d'écoulement à surface libre généralement comprise entre : 0.002 et 0.05 (m/m).

Et c'est pour cela qu'il y a tout une discipline qui traite essentiellement de ces types l'écoulement « L'hydraulique fluviale », cette dernière a classé les écoulements à surface libre rencontrés en hydraulique selon plusieurs critères (Tableau V.1) :

**Tableau V.1 : Classification des écoulements dans l'hydraulique fluviale (à surface libre).**

Ecoulement permanent « le débit ne varie pas en fonction du temps »	Ecoulement conservatif « le débit ne varie pas en fonction de l'espace »	Ecoulement uniforme « le tirant d'eau ne varie pas en fonction de l'espace »	Régime fluvial ( $F_r < 1$ )
			Régime torrentiel ( $F_r > 1$ )
	Ecoulement non conservatif « le débit varie en fonction de l'espace »	Ecoulement non uniforme « le tirant d'eau varie en fonction de l'espace »	Graduellement varié (Remous)
			Rapidement varié (Ressaut)
Ecoulement non permanent « le débit varie en fonction du temps »	Ecoulement conservatifs « le débit ne varie pas en fonction de l'espace »	Ecoulement uniforme « le tirant d'eau ne varie pas en fonction de l'espace »	Cas de figure rare
			Cas de figure rare
	Ecoulement non conservatifs « le débit varie en fonction de l'espace »	Ecoulement non uniforme « le tirant d'eau varie en fonction de l'espace »	Graduellement varié (Remous)
			Rapidement varié (Ressaut)

Avec :  $F_r$  (Le nombre de Froude, de l'hydrodynamicien anglais William Froude, est un nombre adimensionnel qui caractérise, dans un fluide, l'importance relative de l'énergie cinétique de ses particules par rapport à leur énergie potentielle gravitationnelle. Il s'exprime donc par un rapport entre la vitesse et à la force de pesanteur qui s'exerce sur celle-ci. Ce nombre apparaît essentiellement dans les phénomènes à surface libre)

$$= \frac{\text{---}}{*} : = \text{---} = \frac{\text{---}}{\acute{e}} \quad (5.1)$$

### **V.3. CHOIX DU TRACE DE L'AMENAGEMENT (IMPLANTATION DES DIFFERENT OUVRAGES) :**

Les canaux artificiels sont construits ou ménagés par l'homme pour les besoins divers (navigation, hydro-électricité, irrigation et drainage, assainissement pluvial et égout, évacuateur de crue de barrage, etc.). Ils peuvent être revêtus ou non et leurs propriétés hydrauliques peuvent être contrôlées ou appréhendées de façon plus précise dans leurs conceptions. On les désigne par différents termes techniques mais leur principe de fonctionnement sont les mêmes : canal (creusé dans le sol, très long, de faible pente généralement), aqueduc (suspendu généralement pour traverser une dépression), chute et coursier (généralement court avec une forte pente), égout (conduite non pleine, pour l'évacuation des eaux usées ou pluviales), fossé (assainissement routier et agricole), etc.

Notre aménagement comprend : des canaux surfaciques de détournement périphérique, un réseau de drainage des eaux pluviales, en plus de l'émissaire qui est notre ouvrage principale. Ces ouvrage sont ce qu'on appelle des ouvrages linéaire (de VRD : Voirie et Réseaux Divers).

Le tracé ou (l'implantation) de ces ouvrages se fait selon les principes suivants :

- Le tracé doit s'adapter au parcellaire (on ne peut traverser une parcelle, un cimetière, ou une station d'essence, etc).
- Le tracé doit suivre des pentes favorables pour l'écoulement à surface libre.
- Le tracé doit être le plus économique que possible (le plus court possible).
- Le tracé doit éviter au maximum les passages sous des grandes profondeurs, afin de diminuer les coûts d'excavation.

**V.4. PRINCIPES DE DIMENSIONNEMENT DES DIFFERENTS OUVRAGES (ECOULEMENT A SURFACE LIBRE) :**

**V.4.1. Principes généraux des écoulements à surface libre (à régime uniforme) <sup>[6]</sup> :**

Les pentes du fond de l'ouvrage et de la surface libre sont identiques, la perte de charge est égale à la pente. La vitesse d'écoulement est donnée par la formule de **Chézy** :

$$V = C \sqrt{R_h I} \tag{5.2}$$

Avec : V : La vitesse en (m/s)

C : Coefficient dépendant de la rugosité du contenant.

R<sub>h</sub> : Le rayon hydraulique (rapport de la surface mouillée au périmètre mouillé) en (m).

I : La pente (= tan α) en (m/m).

Le débit se déduit immédiatement :

$$Q = V S = C \sqrt{R_h I} S \tag{5.3}$$

Avec : Q : Le débit en (m<sup>3</sup>/s).

S : La section mouillée en (m<sup>2</sup>).

De très nombreuses études théoriques et expérimentales ont conduit, depuis le XVIII<sup>ème</sup> siècle à exprimer le coefficient C de différentes façons, toutes à peu près, satisfaisantes dans la pratique :

**Bazin** a proposé la formule suivante :

$$C = \frac{87}{1 + \left(\frac{\gamma}{R_h}\right)} \tag{5.4}$$

Avec : γ : Coefficient numérique dépendant de la rugosité des parois, prend les valeurs données dans le tableau suivant (Tableau V.2) :

**Tableau V.2 : Valeurs du coefficient  $\gamma$  de la formule de Bazin (avec  $R_h$  en mètre), extrait de la documentation « Techniques de l'Ingénieur Réf : C 5 195 ».**

Valeurs du coefficient $\gamma$ de la formule de Bazin (avec $R_h$ en m) :	
Parois	$\gamma$
Très unies (ciment, bois)	0,06
Unies (planches, briques, pierre de taille)	0,16
Unies en ciment (en service depuis plus de 20 ans)	0,20
Maçonnerie de moellons	0,46
De nature mixte (terres très régulières, perrés)	0,85
Terre ordinaire	1,30
Terre de résistance exceptionnelle (galets, herbes)	1,75

Toutefois actuellement, la formule qui est généralement utilisée est celle de **Strickler-Manning**, (utilisée aussi par la plupart des logiciels de calcul d'hydraulique à surface libre telle que : Canal21 et HEC-RAS...) :

**Avec :**

$$V = K \cdot R_h^{2/3} \cdot S^{1/2} \tag{5.5}$$

**D'où :**

$$K = \frac{V}{R_h^{2/3} \cdot S^{1/2}} \tag{5.6}$$

**Ainsi :**

$$K = \frac{V}{R_h^{2/3} \cdot S^{1/2}} \tag{5.7}$$

Avec : V : La vitesse en (m/s)

K : Coefficient dépendant de la rugosité du contenant, dont les valeurs sont rapportées au (Tableau V.3).

$R_h$  : Le rayon hydraulique (rapport de la surface mouillée au périmètre mouillé) en (m).

I : La pente (=  $\tan \alpha$ ) en (m/m).

Q : Le débit en (m<sup>3</sup>/s).

S : La section mouillée en (m<sup>2</sup>).

**Tableau V.3 : Valeurs du coefficient k de la formule :  $V = k R^{2/3} I^{1/2}$  (avec V en m/s et R en mètre), extrait de la documentation « Techniques de l'Ingénieur Réf : C 5 195 ».**

Valeurs du coefficient k de la formule : $V = k R^{2/3} I^{1/2}$ (avec V en m/s et R en m)		
Parois	Bon état	Mauvais état
Très lisses (ciment lisse)	100	77
Enduit ciment. Bois non raboté	91	67
Béton	83	56
Maçonnerie correcte	77	59
Maçonnerie grossière	59	33
Aqueduc métallique lisse	91	67
Aqueduc tôle ondulée	45	31
Terre unie	40	33
Terre irrégulière	29	22
Terre envahie de végétaux	25	20

Le rayon hydraulique  $R_h$  étant le rapport de la surface mouillée au périmètre mouillé, il s'exprime de la façon suivante :

$$= - \quad (5.8)$$

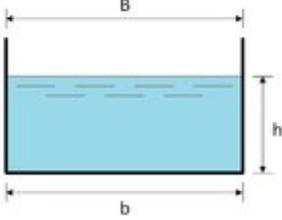
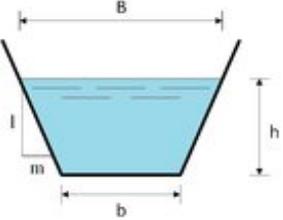
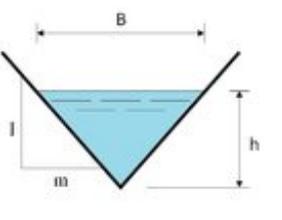
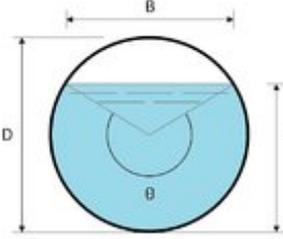
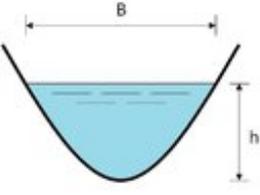
Avec :  $R_h$  : Le rayon hydraulique exprimé en (m).  
 S : La section mouillée exprimée en (m<sup>2</sup>).  
 P : Le périmètre mouillé exprimé en (m).

La profondeur hydraulique  $D_h$  étant le rapport de la surface mouillée sur la largeur du miroir (surface libre), il s'exprime de la façon suivante :

$$= - \quad (5.9)$$

Avec :  $D_h$  : La profondeur hydraulique exprimée en (m).  
 S : La section mouillée exprimée en (m<sup>2</sup>).  
 B : La largeur du miroir (surface libre) exprimée en (m).

Tableau V.4 : Les formules de (B, S, P, R<sub>h</sub>, D<sub>h</sub>) de différentes formes de contenant.

			
	<b>Rectangle</b>	<b>Trapeze</b>	<b>Triangle</b>
Largeur, $\beta$	$b$	$b + 2 \times mh$	$2 \times mh$
Surface, $S$	$b \times h$	$(b + mh) \cdot h$	$m \times h^2$
Périmètre mouillé, $P$	$b + 2h$	$b + 2 \cdot h \cdot \sqrt{1 + m^2}$	$2h \cdot \sqrt{1 + m^2}$
Rayon hydraulique, $R_h$	$\frac{bh}{b + 2h}$	$\frac{(b + mh) \cdot h}{b + 2h \cdot \sqrt{1 + m^2}}$	$\frac{mh}{2 \cdot \sqrt{1 + m^2}}$
Profondeur hydraulique, $D_h$	$h$	$\frac{(b + mh)h}{b + 2 \times mh}$	$\frac{1}{2}h$
			
	<b>Cercle</b>	<b>Parabole</b>	
Largeur, $\beta$	$(\sin \frac{\theta}{2}) \cdot D$ ou $2\sqrt{h \cdot (D - h)}$	$\frac{3S}{2h}$	
Surface, $S$	$\frac{1}{8}(\theta - \sin \theta) \cdot D^2$	$\frac{2}{3}Bh$	
Périmètre mouillé, $P$	$\frac{1}{2}\theta \cdot D$	$B + \frac{8h^2}{3B}$	
Rayon hydraulique, $R_h$	$\frac{1}{4} \left[ 1 - \frac{\sin \theta}{\theta} \right] D$	$\frac{2B^2h}{3B^2 + 8h^2}$	

Profondeur hydraulique, $D_h$	$\left[ \frac{\theta - \sin \theta}{\sin \frac{\theta}{2}} \right] \frac{D}{8}$	$\frac{2}{3} h$
-------------------------------	---	-----------------

#### **V.4.2. Principe de dimensionnement des différents éléments du réseau d'aménagement (Canaux, collecteurs, et émissaire) :**

Pour le dimensionnement des différents éléments du réseau d'aménagement (canaux, collecteurs, et émissaire), nous allons suivre les principes suivants, pour couvrir tous les cas envisageables avec le maximum de sécurité (les cas les plus défavorables) :

- Chaque segment sera dimensionné avec le débit maximum qu'il véhicule.
- Chaque segment sera dimensionné suivant sa pente de radier minimale, on supposant que le régime d'écoulement soit permanent, conservatif et uniforme.
- Chaque segment sera dimensionné suivant le principe de Strickler-Manning formule (5.7), avec un coefficient « K » variant selon le type de matériaux du contenant de l'écoulement, lorsqu'il est en mauvaise état (fin d'exploitation).
- Chaque segment sera vérifié en termes de vitesse et de régime d'écoulement après dimensionnement : (vitesse maximale < vitesse d'érosion, et vérification de l'auto-curage et ligne d'eau).

### **V.5. DETERMINATION DES DEBITS DES DIFFERENTS ELEMENTS DU RESEAU D'AMENAGEMENT :**

#### **V.5.1. Calcul de l'intensité de pluie et du coefficient de surface par hectare :**

Le calcul du réseau se fera sur la base d'une période de retour de 100 ans (centennal). En principe les réseaux en général sont calculés sur une période de dix ans (décennal) et on admet que périodiquement le réseau soit saturé et la zone submergée. Par contre dans ce cas précis vue l'importance de la zone, il est beaucoup plus souhaitable que l'émissaire ainsi que le réseau soient calculés sur une période de retour de 100 ans (centennale). Et ce, pour les raisons suivantes :

- Zone inondable et marécageuse : éviter la submersion qui pourra durer dans le temps.
- Zone d'activité industrielle importante utilisant des équipements électriques et autres qui demandent beaucoup de sécurité.

- La réalisation de l'émissaire est très coûteuse, il est plus intéressant de la calculer sur une période de retour importante d'autant plus que la différence de débit centennal et décennal n'est pas aussi importante (voir Chapitre IV : étude hydrologique).

Pour un débit global (débit d'émissaire) :  $Q_t = 18.773 \text{ (m}^3/\text{s)}$  soit  $18773 \text{ (l/s)}$  d'une période de retour égale à 100 ans « déjà calculé dans la partie hydrologique voir Chapitre IV ».

**L'intensité de pluie par (ha) est égale à :**

$$= \frac{Q_t}{S} \quad (5.10)$$

**Le coefficient de surface CS est égale à :**

$$CS = i * C_r \quad (5.11)$$

Avec :  $i$  : L'intensité de pluie par (ha) exprimée en (l/s/ha).

$Q_t$  : Le débit global (débit d'émissaire) exprimé en (l/s).

$C_r$  : Le coefficient de ruissèlement pondéré égale à (0.3).

$S$  : Surface drainée exprimée en (ha).

$CS$  : Le coefficient de surface exprimé en (l/s/ha).

$$A.N : i \text{ (l/s/ha)} = Q/CS = 18773/(0.3 \times 790) = 79.2 \text{ (l/s/ha)}$$

$$CS = i * C_r = 23.76 \text{ (l/s/ha)}$$

$$i = 79.2 \text{ (l/s/ha)}.$$

$$CS = 23.76 \text{ (l/s/ha)}.$$

### **V.5.2. Détermination des superficies effectives en fonction des zones drainées par les différents éléments du réseau d'aménagement :**

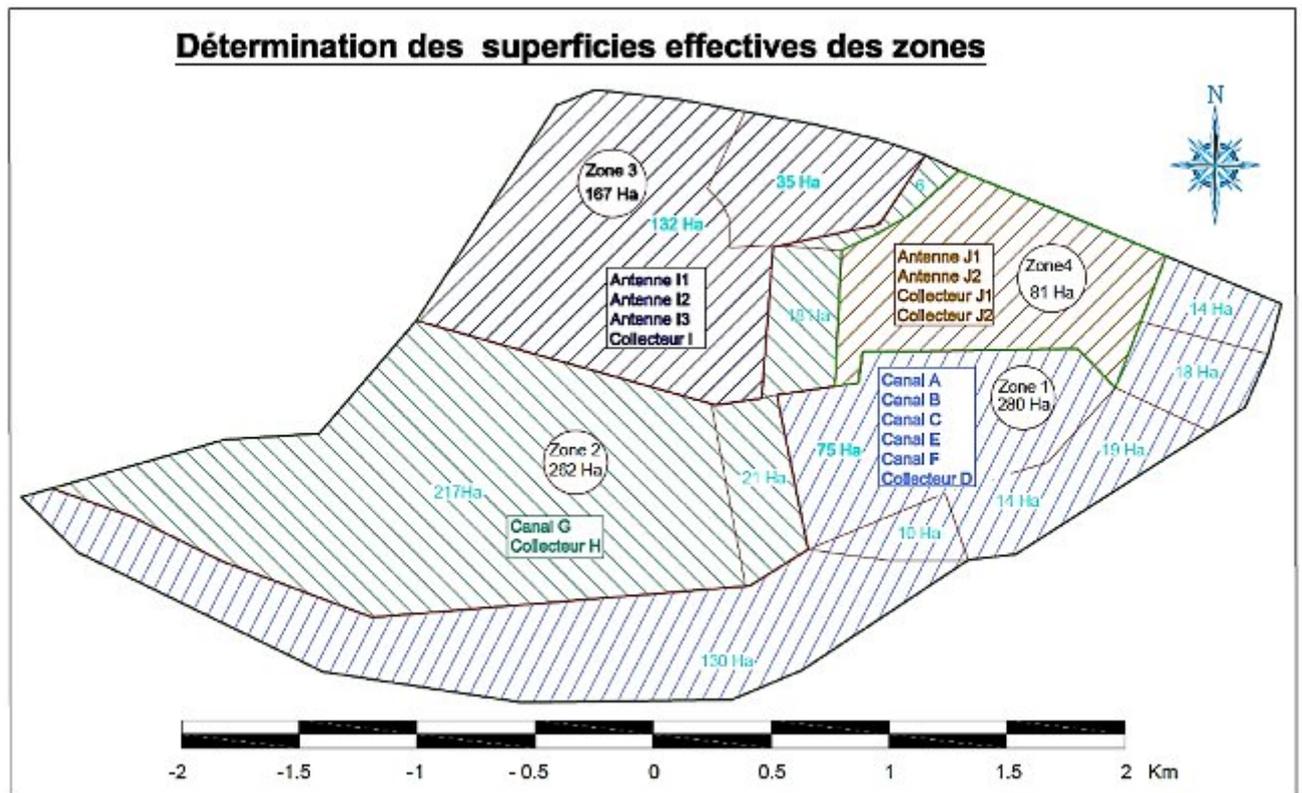


Figure V.1 : Distribution des superficies effectives en fonction des zones drainées par les différents éléments du réseau d'aménagement.

Tableau V.5 : Superficie effective drainée des différents segments du réseau d'aménagement.

Eléments :	De :	A :	Surface drainée :
<b>Zone 1 - 280 HA</b>			
Canal A	A1	C1	130 Ha
Canal B1	B1	C1	10 Ha
Collecteur D	D1	D15	75 Ha
Canal E	E1	E11	14 Ha
Canal E	E11	D35	19 Ha
Canal F	F1	D48	32 Ha
<b>Zone 2 - 262 HA</b>			
Canal G	G1	G10	119 Ha
Canal G	G10	H1	98 Ha
Collecteur H	H2	H8	21 Ha
Collecteur H	H8	H32	18 Ha

Collecteur H	H32	H41	6 Ha
<b>Zone 3 - 167 HA</b>			
Antenne I1	I15	I19	16 Ha
Antenne I2	I26	I31	18 Ha
Antenne I3	I44	I52	17 Ha
Collecteur I	I1	I15	62 Ha
Collecteur I	I19	I37	54 Ha
<b>Zone 4 - 81 HA</b>			
Antenne J1	J24	J31	9 Ha
Antenne J2	J38	J44	8 Ha
Collecteur J1	J1	J8	10 Ha
Collecteur J1	J8	R1	10 Ha
Collecteur J2	J17	J31	9 Ha
Collecteur J2	J31	J44	8 Ha
Collecteur J2	J44	J52	10 Ha
Collecteur J2	J55	J59	9 Ha
Collecteur J2	J59	R1	8 Ha

### V.5.3. Détermination des débits des eaux pluviales par tronçon :

Tableau V.6 : Calcul des débits des eaux pluviales par tronçon.

Tronçons	Collecteur	Antenne	Canal	Superficies drainées (ha)	CS (l/s/ha)	EP propre (l/s)	Q total (l/s)
				$S = S_{eff}$	$CS = i * Cr$	$EP = S * CS$	$Q_i = Q_{i-1} + EP_i$
<b>Zone 1</b>							
A1 - C1	-	-	A	130	23,76	3088,8	3088,8
B1 - C1	-	-	B	10	23,76	237,6	237,6
C1 - D1	-	-	C		23,76	0	3326,4
D1 -D15	D	-	-	75	23,76	1782	5108,4
E1 -E11	-	-	E	14	23,76	332,64	332,64
D15 -D35	D	-	-		23,76	0	5108,4
E11 -D35	-	-	E	19	23,76	451,44	784,08
D35 -D48	D	-	-		23,76	0	5892,48
F1 -D48	-	-	F	32	23,76	760,32	760,32
D48 -R1	D	-			23,76	0	6652,8
<b>Total</b>				280	23,76	6652,8	

Zone 2							
G1 - G10	-	-	G	119	23,76	2827,44	2827,44
G10 - H1	-	-	G	98	23,76	2328,48	5155,92
H1 - H8	H	-	-	21	23,76	498,96	5654,88
H8 - H32	H	-	-	18	23,76	427,68	6082,56
H32 - J1	H	-	-	6	23,76	142,56	6225,12
<b>Total</b>				262	23,76	6225,12	
Zone 3							
I1 - I19	I	-	-	62	23,76	1473,12	1473,12
I15 - I19	-	I1	-	16	23,76	380,16	380,16
I19 - I31	I	-	-	54	23,76	1283,04	3136,32
I26 - I31	-	I2	-	18	23,76	427,68	427,68
I31 - I52	I	-	-		23,76	0	3564
I44 - I52	-	I3	-	17	23,76	403,92	403,92
I52 - J1	I	-	-		23,76	0	3967,92
<b>Total</b>				167	23,76	3967,92	

Tableau V.7 : Suite des calculs des débits des eaux pluviales par tronçon.

Tronçons	Collecteur	Antenne	Canal	Superficies drainées (ha)	CS (l/s/ha)	EP propre (l/s)	Q total (l/s)
				$S = S_{eff}$	$CS = i * Cr$	$EP = S * CS$	$Q_i = Q_{i-1} + EP_i$
Zone 4							
J1 -J8	J1	-	-	10	23,76	237,6	10430,64
J8 -R1	J1	-	-	10	23,76	237,6	10668,24
J17 -J31	J2	-	-	9	23,76	213,84	213,84
J24 -J31	-	J1	-	9	23,76	213,84	213,84
J31 -J44	J2	-	-	8	23,76	190,08	617,76
J38 -J44	-	J2	-	8	23,76	190,08	190,08
J44 -J52	J2	-	-	10	23,76	237,6	1045,44
J52 -J59	J2	-	-	9	23,76	213,84	1259,28
J59 -R1	J2	-	-	8	23,76	190,08	1449,36
<b>Total</b>				81	23,76	1924,56	
Emissaire							
<b>Total</b>				790	23,76	18770,4	18770,4

général							
---------	--	--	--	--	--	--	--

**V.6. PRINCIPE DE CALCUL DES SECTIONS LES PLUS AVANTAGEUSES :**

Un bref coup d’œil sur n’importe quelle devis quantitatif et estimatif, démontre : qu’en règle générale pour les différents types de canaux, la plus grande partie des prix de revient, résulte des quantités de (Béton/Béton-armé) utilisées le long des périmètres de ces derniers (Radier et Mur bajoyer). Bref le long du périmètre mouillé «  $P_m$  ».

Ce qui veut dire qu’une section de canal est avantageuse lorsqu’on a le périmètre mouillé «  $P_m$  » le plus petit, pour une section donnée «  $S_m = \text{Constant}$  ».

**V.6.1. Cas d’un canal rectangulaire :**

Pour :  $Q = v * h =$

On a :  $Q = (2 * h) + \dots = (2 * h) + \dots$

$\Rightarrow \dots = 2 \dots$

$\Rightarrow \dots = 0 \quad : h = \pm \dots$

$\Rightarrow$

h	$-\infty$	$-\quad -$	0	$+\quad -$	$+\infty$
P'	+	-	-	+	
P	↙ ↘		↙ ↘	↙ ↘	

(5.12)

$$\Rightarrow h = \frac{...}{...} = \frac{...}{...}$$

$$\Rightarrow ... = 2 * h$$

$$\Rightarrow ... = 4 * h$$

$$\Rightarrow ... = 2 * h$$

$$\Rightarrow ... = ...$$

Pour : ... = \* \* - \* -

On obtient : ... = \* (2 \* h) \* - \* -

$$\Rightarrow h = \frac{...}{\sqrt{*} * \sqrt{*}}$$

**V.6.2. Cas d'un canal trapézoïdal :**

Pour : ... = ( + \* h) \* h =

On a : ... = + 2 \* h \* \sqrt{1 + ...} = ... ( \* h) + 2 \* h \* \sqrt{1 + ...}

$$\Rightarrow ... = ... + 2 * \sqrt{1 + ...}$$

$$\Rightarrow ... = 0 : h = \pm \frac{...}{\sqrt{...}}$$

h	-∞	-	$\frac{...}{\sqrt{...}}$	0	+	$\frac{...}{\sqrt{...}}$	+∞
P'	+		-	-	+		
P	↗		↘		↘	↗	

$$\Rightarrow h = \frac{...}{\sqrt{...}} = \frac{...}{\sqrt{...}}$$

$$\Rightarrow + (2 * * h) = = 2 * h * \sqrt{1 + ...}$$

(5.13)

$\Rightarrow \dots = -h + 2 * h * \dots$   
 $\Rightarrow \dots = 0 \quad : \quad \dots = \sqrt{\dots}$

m	-∞	0	+∞
P'	-		+
P			

$\Rightarrow \dots = \sqrt{\dots} \Rightarrow \alpha = 60^\circ$   
 $\Rightarrow \dots = \frac{\dots}{\sqrt{\dots}}$   
 $\Rightarrow \dots = \frac{\dots}{\sqrt{\dots}}$   
 $\Rightarrow \dots = \frac{\dots}{\sqrt{\dots}} = 2 * \sqrt{3} * h \Rightarrow \dots = \frac{\dots}{\sqrt{\dots}} = \sqrt{3} * h$   
 $\Rightarrow \dots = -$

Pour :  $\dots = \dots * \dots - * -$

On obtient :  $\dots = \dots * \sqrt{3} * h * - * -$

$\Rightarrow h = \frac{\sqrt{\dots} * \dots}{\sqrt{\dots} * \sqrt{\dots}}$

**V.6.3. Cas d'une galerie ou d'un collecteur circulaire :**

Pour :  $\dots = \dots * \dots - * - = \dots * - * - * -$

$\Rightarrow$  Le débit « Q » est maximum pour « I = Const », lorsque  $\dots$  est au maximum :  $\Rightarrow$  Soit pour la valeur maximum de : «  $\dots$  »

$\Rightarrow \dots = \frac{\dots * \dots * \dots}{\dots}$

$\Rightarrow \dots = 0 \quad : \quad 3 * \dots - \dots * \dots = 0$  (5.14)

$\Rightarrow \dots * 3 * \dots (1 - \dots) - \dots * (\dots) = 0$

$\Rightarrow (\dots) - (3 * \dots) + (2 * \dots) = 0$

Par approximation successive on obtient  $\theta$  de la section la plus avantageuse :

$\Rightarrow \dots = 5.3785092964020489 \text{ rad} = 308.16588275571536^\circ$

<p> <math>\Rightarrow h = 0.949713845237 * \dots = 1.899427690475 * \dots \approx 0.95 *</math>  <math>\Rightarrow \dots = 2.6892546482010244 *</math>  <math>\Rightarrow \dots = 0.7705917858265398 * ( \dots )</math>  <math>\Rightarrow \dots = 0.573089488823 * \dots = 0.286544744412 * \dots \approx 0.287 *</math> </p> <p>Pour : <math>\dots = \dots * \dots * \dots^{-} * \dots^{-}</math></p> <p>On obtient : <math>\dots = \dots * (0.770591786 * \dots) * (0.286544744 * \dots)^{-} * \dots^{-}</math></p> <p> <math>\Rightarrow \dots = \frac{\dots}{\dots * \dots \sqrt{\dots}}</math> </p> <p>On normalise le diamètre obtenu, avec : <math>\dots \approx</math></p> <p>Ainsi pour : <math>\dots = \dots * \dots^{-} * \dots^{-}</math></p> <p> <math>\Rightarrow \dots = \dots * \dots^{-} ( \dots ) * \dots * \dots^{-} 1 - \dots * \dots^{-}</math> </p> <p> <math>\Rightarrow 1 - \dots * ( \dots ) = \frac{\dots * \dots^{-}}{\dots * \dots^{-}} =</math> </p> <p>On obtient <math>\theta</math> par approximation successive :</p> <p>Avec <math>\theta</math> on peut calculer (S, P, R<sub>h</sub>, h) et la vitesse d'écoulement (V<sub>r</sub>) chacune par leur formule respective :</p> <p> <math>\Rightarrow h = \dots * 1 + \sin \dots * \dots</math> </p>	
---	--

**V.7. DIMENSIONNEMENT DES DIFFERENTS ELEMENTS DU RESEAU :**

**V.7.1. Choix des matériaux de réalisation en fonction du site :**

Vu la nature très agressive et corrosive du terrain du site, et par conséquence des eaux qui le lessive (les eaux de ruissèlement) « classée en A3 selon la norme P18-011 voire chapitre II », et vu l'importance du site et la longévité de ces infrastructures et des ouvrages nécessaires pour son aménagement, il faut opter pour des matériaux qui résistent bien à la corrosion, et qui soient disponibles dans le marché algérien. Et pour cela nous préconisons :

- Pour les canaux à ciel ouvert du béton armé, confectionné avec un ciment lisse pauvre en alumine tricalcique, pour une bonne résistance aux sulfates et aux chlorures, avec un coefficient de Strickler-Manning « extrait du Tableau V.3 » K = 77 (Ciment lisse en mauvais état).

- Pour les collecteurs et l'émissaire (Des buses circulaires préfabriqués en plastique renforcés de fibre de verre PRV de PN.6). Exposés aux UV ou enterrés, ils présentent des performances supérieures aux autres matériaux. Le PRV est environ 10 fois plus léger qu'un tuyau en béton, et 4 à 5 fois plus léger qu'un tuyau en Fonte de même diamètre et caractéristiques mécaniques. Ils ne se dégradent pas, résistent très bien à la corrosion et aux attaques chimiques (supportent une plage de pH de 1 à 10), et ils ne sont pas non plus sujets aux attaques bactériennes. En plus de cela, ils ont des propriétés hydrauliques très élevées et assez stables dans le temps avec : un coefficient de Manning Strickler  $K > 100$  (à l'état neuve). Et pour finir, ils sont disponibles dans le marché algérien (d'importation) avec des diamètres pouvant dépasser les 2 mètres. Concernant le coefficient de Strickler-Manning il sera pris égal à  $K = 90$ , (Assimilé à celui du PVC en mauvais état), et pour les diamètres normalisés PN.6 se référer à « l'Annexe 3 ».

**V.7.2. Collecteurs et émissaire (Section circulaire) :**

**Tableau V.8 : Dimensionnements des collecteurs et émissaire (section circulaire).**

Tronçons	Qr	i	Matériaux	K	D (nécessaire)	Dn	Qps	—	Vps	$\theta$	Vr	—	—
/	-	—	/	/	mm	mm	-	Rq	—	rad	—	Rv	%
<b>Zone 1</b>													
A1 - C1	Canal A voir paragraphe suivant : (V.7.3)												
B1 - C1	Canal B voir paragraphe suivant : (V.7.3)												
C1 - D1	Canal C voir paragraphe suivant : (V.7.3)												
D1 -D15	5108,4	0,0020	PRV	90	1648,03	1700	5164,22	0,9892	2,2752	4,47903	2,5937	1,14	80,999
E1 -E11	Canal E voir paragraphe suivant : (V.7.3)												
D15 -D35	5108,4	0,0020	PRV	90	1648,03	1700	5164,22	0,9892	2,2752	4,47903	2,5937	1,14	80,999
E11 -D35	Canal E voir paragraphe suivant : (V.7.3)												
D35 -D48	5892,5	0,0020	PRV	90	1738,68	1800	6014,52	0,9797	2,3636	4,438	2,694	1,1398	80,1878
F1 -D48	Canal F voir paragraphe suivant : (V.7.3)												
D48 -R1	6652,8	0,0020	PRV	90	1819,64	1900	6947,32	0,9576	2,4503	4,34953	2,7899	1,1386	78,3958
<b>Zone 2</b>													
G1 - G10	Canal G voir paragraphe suivant : (V.7.3)												

G10 - H1	Canal G voir paragraphe suivant : (V.7.3)												
H1 - H2	5654,9	0,0060	PRV	90	1393,34	1400	5329,78	1,061	3,4623	4,93681	3,9043	1,1277	89,0919
H2 - H8	5654,9	0,0020	PRV	90	1712,05	1800	6014,52	0,9402	2,3636	4,28541	2,6874	1,137	77,0619
H8 - H32	6082,6	0,0020	PRV	90	1759,51	1800	6014,52	1,0113	2,3636	4,58465	2,6932	1,1395	83,0266
H32 - J1	6225,1	0,0020	PRV	90	1774,86	1800	6014,52	1,035	2,3636	4,72154	2,6865	1,1366	85,5167
<b>Zone 3</b>													
I1 - I19	1473,1	0,0020	PRV	90	1033,83	1100	1617,54	0,9107	1,7021	4,185	1,929	1,1333	74,9179
I15 - I19	380,16	0,0040	PRV	90	546,264	600	454,352	0,8367	1,6069	3,96315	1,7992	1,1197	69,9661
I19 - I31	3136,3	0,0020	PRV	90	1372,51	1400	3077,15	1,0192	1,999	4,62689	2,2765	1,1388	83,8121
I26 - I31	427,68	0,0040	PRV	90	570,933	600	454,352	0,9413	1,6069	4,28931	1,8273	1,1371	77,1439
I31 - I52	3564	0,0020	PRV	90	1439,91	1500	3698,71	0,9636	2,093	4,37257	2,384	1,139	78,8679
I44 - I52	403,92	0,0040	PRV	90	558,826	600	454,352	0,889	1,6069	4,11618	1,8157	1,1299	73,4117
I52 -J1	3967,9	0,0020	PRV	90	1499,06	1500	3698,71	1,0728	2,093	5,12266	2,3359	1,116	91,816
<b>Zone 4</b>													
J1 -J8	10431	0,0020	PRV	90	2153,9	2200	10270,7	1,0156	2,7019	4,60701	3,0779	1,1392	83,4443
J8 -R1	10668	0,0020	PRV	90	2172,17	2200	10270,7	1,0387	2,7019	4,7463	3,069	1,1359	85,9497
J17 -J31	213,84	0,0042	PRV	90	436,24	500	286,31	0,7469	1,4582	3,72704	1,5989	1,0965	64,4281
J24 -J31	213,84	0,0042	PRV	90	436,24	500	286,31	0,7469	1,4582	3,72704	1,5989	1,0965	64,4281
J31 -J44	617,76	0,0040	PRV	90	655,35	700	685,357	0,9014	1,7809	4,15491	2,0158	1,1319	74,2629
J38 -J44	190,08	0,0039	PRV	90	423,232	500	275,896	0,689	1,4051	3,58525	1,5152	1,0783	61,0007
J44 -J52	1045,4	0,0030	PRV	90	842,517	900	1160,11	0,9012	1,8236	4,15423	2,0641	1,1319	74,2481
J52 -J59	1259,3	0,0020	PRV	90	974,775	1000	1254,51	1,0038	1,5973	4,54697	1,8207	1,1398	82,3136
J59 -R1	1449,4	0,0020	PRV	90	1027,54	1100	1617,54	0,896	1,7021	4,13804	1,9251	1,1311	73,8933
<b>Emissaire</b>													
R1 -R48	18770	0,0025	PRV	90	2574,78	2600	17927,7	1,047	3,3767	4,80731	3,8281	1,1337	86,9928
R48 -R58	18770	0,0040	PRV	90	2357,59	2400	18318,3	1,0247	4,0492	4,65779	4,609	1,1382	84,3772

**V.7.3. Carnaux en dur (Section trapézoïdale) :**

**V.7.3.1. Dimension nécessaire :**

**Tableau V.9 : Dimensionnements des carnaux en dur (Section trapézoïdale).**

Canaux	Tronçons	Qr	$i_{min}$	Matériaux	K	$\alpha$	m	h	b	B	Pm	Sm	Rh	Vr
/	/	-	—	/	/	°	—	m	m	m	m	m <sup>2</sup>	m	—
A	A1-C1	3088,8	0,0020	BA	77	60	$\frac{1}{\sqrt{3}}$	0,93	1,07	2,15	3,219	1,495	0,465	2,066
B	B1-C1	237,6	0,0029	BA	77	60	$\frac{1}{\sqrt{3}}$	0,33	0,38	0,76	1,147	0,19	0,166	1,25
C	C1-D1	3326,4	0,0020	BA	77	60	$\frac{1}{\sqrt{3}}$	0,96	1,1	2,21	3,309	1,581	0,478	2,104
E	E1-E11	332,64	0,0046	BA	77	60	$\frac{1}{\sqrt{3}}$	0,34	0,4	0,8	1,194	0,206	0,172	1,617
E	E11-D35	784,08	0,0020	BA	77	60	$\frac{1}{\sqrt{3}}$	0,56	0,64	1,28	1,925	0,535	0,278	1,466
F	F1-D48	760,32	0,0249	BA	77	60	$\frac{1}{\sqrt{3}}$	0,34	0,4	0,79	1,186	0,203	0,171	3,746

G	G1-G10	2827,44	0,0020	BA	77	60	$\frac{1}{\sqrt{3}}$	0,9	1,04	2,08	3,114	1,399	0,449	2,02
G	G10-H1	5155,92	0,0020	BA	77	60	$\frac{1}{\sqrt{3}}$	1,13	1,3	2,6	3,901	2,196	0,563	2,348

V.7.3.2. Dimension arrondie :

Tableau V.10 : Dimensions arrondies (©) des carnaux en dur (Section trapézoïdale).

Canaux	Tronç	Qr	$i_{min}$	Mat	K	$\alpha$	m	h	H©	b©	B©	P©	S©	Rh©	Vps©	Qps©
/	/	-	—	/	/	°	—	m	m	m	m	m	m <sup>2</sup>	m	—	—
A	A1-C1	3088,8	0,0020	BA	77	60	$\frac{1}{\sqrt{3}}$	0,93	1,03	1,07	2,261	3,45	1,716	0,497	2,16	3709
B	B1-C1	237,6	0,0029	BA	77	60	$\frac{1}{\sqrt{3}}$	0,33	0,43	0,38	0,88	1,378	0,272	0,198	1,41	382,9
C	C1-D1	3326,4	0,0020	BA	77	60	$\frac{1}{\sqrt{3}}$	0,96	1,06	1,1	2,322	3,54	1,807	0,51	2,2	3975
E	E1-E11	332,64	0,0046	BA	77	60	$\frac{1}{\sqrt{3}}$	0,34	0,44	0,4	0,911	1,425	0,291	0,204	1,81	527,3
E	E11-D35	784,08	0,0020	BA	77	60	$\frac{1}{\sqrt{3}}$	0,56	0,66	0,64	1,399	2,156	0,669	0,31	1,58	1056
F	F1-D48	760,32	0,0249	BA	77	60	$\frac{1}{\sqrt{3}}$	0,34	0,44	0,4	0,906	1,417	0,288	0,203	4,2	1208
G	G1-G10	2827,44	0,0020	BA	77	60	$\frac{1}{\sqrt{3}}$	0,9	1	1,04	2,191	3,345	1,613	0,482	2,12	3415
G	G10-H1	5155,92	0,0020	BA	77	60	$\frac{1}{\sqrt{3}}$	1,13	1,23	1,3	2,716	4,131	2,462	0,596	2,44	6003

Ou : (La hauteur du canal = la hauteur de l'eau à l'intérieur +  $\beta$ )... (H© = h +  $\beta$ ) en m

Avec :  $\beta$  : Coefficient de sécurité ( $\beta = 10 \text{ cm} = 0.1 \text{ m}$ ).

V.8. VERIFICATION DES (REGIMES D'ECOULEMENT, VITESSES, LIGNE D'EAU, ET CONDITION D'AUTO-CURAGE) :

V.8.1. Détermination des régimes d'écoulement de chaque tronçon (Torrentiel ou fluvial) :

V.8.1.1. Collecteurs et émissaire (Section circulaire) :

Tableau V.11 : Détermination des régimes d'écoulement des collecteurs et émissaire (section circulaire).

Tronçons	Qr	Dn	$i$	$\theta$	Sm	B	Dh	Vr	Fr	Régime d'écoulement
/	-	mm	—	rad	m <sup>2</sup>	m	m	—	Froude	R.
<b>Zone 1</b>										
A1 - C1	Canal A voir paragraphe suivant : (V.8.1.2)									
B1 - C1	Canal B voir paragraphe suivant : (V.8.1.2)									
C1 - D1	Canal C voir paragraphe suivant : (V.8.1.2)									
D1 - D15	5108,4	1700	0,0020	4,479	1,97	1,334	1,477	2,594	0,682	R. Fluvial

<b>E1 -E11</b>	Canal E voir paragraphe suivant : (V.8.1.2)										
<b>D15 -D35</b>	5108,4	1700	0,0020	4,479	1,97	1,334	1,477	2,594	0,682	R. Fluvial	
<b>E11 -D35</b>	Canal E voir paragraphe suivant : (V.8.1.2)										
<b>D35 -D48</b>	5892,48	1800	0,0020	4,438	2,187	1,435	1,524	2,694	0,697	R. Fluvial	
<b>F1 -D48</b>	Canal F voir paragraphe suivant : (V.8.1.2)										
<b>D48 -R1</b>	6652,8	1900	0,0020	4,3495	2,385	1,564	1,525	2,79	0,721	R. Fluvial	
<b>Zone 2</b>											
<b>G1 - G10</b>	Canal G voir paragraphe suivant : (V.8.1.2)										
<b>G10 - H1</b>	Canal G voir paragraphe suivant : (V.8.1.2)										
<b>H1 - H2</b>	5654,88	1400	0,0060	4,9368	1,448	0,873	1,659	3,904	0,968	R. Fluvial	
<b>H2 - H8</b>	5654,88	1800	0,0020	4,2854	2,104	1,514	1,39	2,687	0,728	R. Fluvial	
<b>H8 - H32</b>	6082,56	1800	0,0020	4,5846	2,258	1,351	1,671	2,693	0,665	R. Fluvial	
<b>H32 - J1</b>	6225,12	1800	0,0020	4,7215	2,317	1,267	1,829	2,686	0,634	R. Fluvial	
<b>Zone 3</b>											
<b>I1 - I19</b>	1473,12	1100	0,0020	4,185	0,764	0,954	0,801	1,929	0,688	R. Fluvial	
<b>I15 - I19</b>	380,16	600	0,0040	3,9631	0,211	0,55	0,384	1,799	0,927	R. Fluvial	
<b>I19 - I31</b>	3136,32	1400	0,0020	4,6269	1,378	1,031	1,336	2,277	0,629	R. Fluvial	
<b>I26 - I31</b>	427,68	600	0,0040	4,2893	0,234	0,504	0,464	1,827	0,856	R. Fluvial	
<b>I31 - I52</b>	3564	1500	0,0020	4,3726	1,495	1,225	1,221	2,384	0,689	R. Fluvial	
<b>I44 - I52</b>	403,92	600	0,0040	4,1162	0,222	0,53	0,42	1,816	0,895	R. Fluvial	
<b>I52 -J1</b>	3967,92	1500	0,0020	5,1227	1,699	0,822	2,066	2,336	0,519	R. Fluvial	
<b>Zone 4</b>											
<b>J1 -J8</b>	10430,6	2200	0,0020	4,607	3,389	1,635	2,072	3,078	0,683	R. Fluvial	
<b>J8 -R1</b>	10668,2	2200	0,0020	4,7463	3,476	1,529	2,273	3,069	0,65	R. Fluvial	
<b>J17 -J31</b>	213,84	500	0,0042	3,727	0,134	0,479	0,279	1,599	0,966	R. Fluvial	
<b>J24 -J31</b>	213,84	500	0,0042	3,727	0,134	0,479	0,279	1,599	0,966	R. Fluvial	
<b>J31 -J44</b>	617,76	700	0,0040	4,1549	0,306	0,612	0,501	2,016	0,91	R. Fluvial	
<b>J38 -J44</b>	190,08	500	0,0039	3,5852	0,125	0,488	0,257	1,515	0,954	R. Fluvial	
<b>J44 -J52</b>	1045,44	900	0,0030	4,1542	0,506	0,787	0,644	2,064	0,821	R. Fluvial	
<b>J52 -J59</b>	1259,28	1000	0,0020	4,547	0,692	0,763	0,906	1,821	0,611	R. Fluvial	
<b>J59 -R1</b>	1449,36	1100	0,0020	4,138	0,753	0,966	0,779	1,925	0,696	R. Fluvial	
<b>Emissaire</b>											
<b>R1 -R48</b>	18770,4	2600	0,0025	4,8073	4,903	1,749	2,803	3,828	0,73	R. Fluvial	
<b>R48 -R58</b>	18770,4	2400	0,0040	4,6578	4,073	1,743	2,337	4,609	0,963	R. Fluvial	

**V.8.1.2. Carnaux en dur (Section trapézoïdale) :**

**Tableau V.12 : Détermination des régimes d'écoulement des carnaux en dur (Section trapézoïdale).**

Pour les pentes minimales										
Canaux	Tronçons	Qr	i (min)	h (max)	B (max)	Sm (max)	Dh (max)	Vr (min)	Fr (min)	Régime d'écoulement
/	/	-	—	m	m	m <sup>2</sup>	m	—	Froude	
A	A1-C1	3088,8	0,0020	0,9292	2,1458	1,49535	0,69687	2,06560	0,79002	R. Fluvial
B	B1-C1	237,6	0,0029	0,3312	0,7649	0,19001	0,24841	1,25047	0,80104	R. Fluvial
C	C1-D1	3326,4	0,0020	0,9553	2,2063	1,58082	0,71651	2,10423	0,79368	R. Fluvial
E	E1-E11	332,64	0,0046	0,3446	0,7959	0,20570	0,25846	1,61711	1,01556	R. Torrentiel
E	E11-D35	784,08	0,0020	0,5557	1,2832	0,53478	0,41674	1,46619	0,72514	R. Fluvial
F	F1-D48	760,32	0,0249	0,3423	0,7906	0,20298	0,25675	3,74573	2,36019	R. Torrentiel
G	G1-G10	2827,4	0,0020	0,8989	2,0758	1,39941	0,67415	2,02045	0,78566	R. Fluvial
G	G10-H1	5155,9	0,0020	1,1260	2,6004	2,19599	0,84449	2,34788	0,81572	R. Fluvial
Pour les pentes maximales										

Canaux	Tronçons	Qr	i (max)	h (min)	B (min)	Sm (min)	Dh (min)	Vr (max)	Fr (max)	Régime d'écoulement
/	/	—	—	m	m	m <sup>2</sup>	m	—	Froude	
A	A1-C1	3088,8	0,0020	0,9292	2,1458	1,49535	0,69687	2,06560	0,79002	R. Fluvial
B	B1-C1	237,6	0,0404	0,2021	0,4668	0,07076	0,15159	3,35790	2,75358	R. Torrentiel
C	C1-D1	3326,4	0,0020	0,9553	2,2063	1,58082	0,71651	2,10423	0,79368	R. Fluvial
E	E1-E11	332,64	0,0286	0,2446	0,5650	0,10366	0,18348	3,20881	2,39172	R. Torrentiel
E	E11-D35	784,08	0,0447	0,3103	0,7167	0,16680	0,23274	4,70076	3,11097	R. Torrentiel
F	F1-D48	760,32	0,0249	0,3423	0,7906	0,20298	0,25675	3,74573	2,36019	R. Torrentiel
G	G1-G10	2827,4	0,0020	0,8989	2,0758	1,39941	0,67415	2,02045	0,78566	R. Fluvial
G	G10-H1	5155,9	0,0020	1,1260	2,6004	2,19599	0,84449	2,34788	0,81572	R. Fluvial

### V.8.1.3. Remarques sur les régimes d'écoulement :

- L'ensemble du réseau souterrain : (Collecteurs, Antennes, et émissaire) ont un régime d'écoulement fluvial à débit maximum ( $i = const < i_{critique}$ ).
- L'ensemble des canaux : (A, C, G) ont un régime d'écoulement fluvial à débit maximum ( $i = const < i_{critique}$ ).
- Le canal : (F) a un régime d'écoulement torrentiel à débit maximum ( $i = const > i_{critique}$ ).
- L'ensemble des canaux : (B, E) ont un régime d'écoulement variable (non uniforme) à débit maximum ( $i : variable en fonction de l'espace$ ).

### V.8.2. Concernant les vitesses d'écoulement « vitesses réelles (Maximales et minimales) ainsi que les vitesses pleines sections » :

Aucune des vitesses réelles (maximale et minimale) ou vitesses pleines sections « des : Canaux, antennes, collecteurs, et émissaire », relevées précédemment (Tableau V.8, V.9, V.10, V.11 et V.12), ne dépassent la vitesse maximale admissible « vitesse d'érosion (Béton et PRV) »

< 5 —

### V.8.3. Notion d'auto-curage :

L'auto-curage « Tableau V.13 » est défini comme étant le curage d'un réseau sans intervention extérieure, sous la seule action du courant d'eau « vitesse d'écoulement », tout

réseau souterrain qu'il soit pour les eaux usée ou pluviale, doit vérifier les conditions d'auto-curage avant réalisation, et ce pour éviter les dépôts des matières en suspension (MES), et ainsi optimiser la gestion de ce dernier.

Cette condition est rapportée au débit pleine section «  $Q_{ps}$  », et se traduit par :

- La vitesse d'écoulement «  $V'$  » pour un débit «  $Q'$  » égal au  $\frac{1}{10}$  de «  $Q_{ps}$  (débit plane section) », soit supérieure à :  $0.60 \text{ m/s}$ .
- Le régime est considéré comme uniforme, la pente de la ligne de charge est égale à la pente du radier de la canalisation.
- L'écoulement est libre, le remplissage sera compris entre 0 et 96% du diamètre de la canalisation.

**Tableau V.13 : Vérification de l'auto-curage du réseau souterrain (collecteurs, antennes, et émissaire).**

Tronçons	Dn	i	Qps	$Q' = (1/10)*Qps$	$\theta'$	h'/Dn	Sm'	V'	Auto-curage
/	mm	m/m	-	-	rad	%	m <sup>2</sup>	—	A-C
<b>Zone 1</b>									
A1 - C1	/								
B1 - C1	/								
C1 - D1	/								
D1 -D15	1700	0,0020	5164,22	516,422	2,08305	24,755	0,4376	1,1801	Vérifier
E1 -E11	/								
D15 -D35	1700	0,0020	5164,22	516,422	2,08305	24,755	0,4376	1,1801	Vérifier
E11 -D35	/								
D35 -D48	1800	0,0020	6014,52	601,452	2,08305	24,755	0,4906	1,2259	Vérifier

<b>F1 -D48</b>	/								
<b>D48 -R1</b>	1900	0,0020	6947,32	694,732	2,08305	24,755	0,5466	1,2709	Vérifier
<b>Zone 2</b>									
<b>G1 - G10</b>	/								
<b>G10 - H1</b>	/								
<b>H1 - H2</b>	1400	0,0060	5329,78	532,978	2,08305	24,755	0,2968	1,7958	Vérifier
<b>H2 - H8</b>	1800	0,0020	6014,52	601,452	2,08305	24,755	0,4906	1,2259	Vérifier
<b>H8 - H32</b>	1800	0,0020	6014,52	601,452	2,08305	24,755	0,4906	1,2259	Vérifier
<b>H32 - J1</b>	1800	0,0020	6014,52	601,452	2,08305	24,755	0,4906	1,2259	Vérifier
<b>Zone 3</b>									
<b>I1 - I19</b>	1100	0,0020	1617,54	161,754	2,08305	24,755	0,1832	0,8828	Vérifier
<b>I15 - I19</b>	600	0,0040	454,352	45,4352	2,08305	24,755	0,0545	0,8335	Vérifier
<b>I19 - I31</b>	1400	0,0020	3077,15	307,715	2,08305	24,755	0,2968	1,0368	Vérifier
<b>I26 - I31</b>	600	0,0040	454,352	45,4352	2,08305	24,755	0,0545	0,8335	Vérifier
<b>I31 - I52</b>	1500	0,0020	3698,71	369,871	2,08305	24,755	0,3407	1,0856	Vérifier
<b>I44 - I52</b>	600	0,0040	454,352	45,4352	2,08305	24,755	0,0545	0,8335	Vérifier
<b>I52 -J1</b>	1500	0,0020	3698,71	369,871	2,08305	24,755	0,3407	1,0856	Vérifier
<b>Zone 4</b>									
<b>J1 -J8</b>	2200	0,0020	10270,7	1027,07	2,08305	24,755	0,7329	1,4014	Vérifier
<b>J8 -R1</b>	2200	0,0020	10270,7	1027,07	2,08305	24,755	0,7329	1,4014	Vérifier
<b>J17 -J31</b>	500	0,0042	286,31	28,631	2,08305	24,755	0,0379	0,7563	Vérifier
<b>J24 -J31</b>	500	0,0042	286,31	28,631	2,08305	24,755	0,0379	0,7563	Vérifier
<b>J31 -J44</b>	700	0,0040	685,357	68,5357	2,08305	24,755	0,0742	0,9237	Vérifier
<b>J38 -J44</b>	500	0,0039	275,896	27,5896	2,08305	24,755	0,0379	0,7288	Vérifier
<b>J44 -J52</b>	900	0,0030	1160,11	116,011	2,08305	24,755	0,1227	0,9458	Vérifier
<b>J52 -J59</b>	1000	0,0020	1254,51	125,451	2,08305	24,755	0,1514	0,8285	Vérifier
<b>J59 -R1</b>	1100	0,0020	1617,54	161,754	2,08305	24,755	0,1832	0,8828	Vérifier
<b>Emissaire</b>									
<b>R1 -R48</b>	2600	0,0025	17927,7	1792,77	2,08305	24,755	1,0236	1,7514	Vérifier
<b>R48 -R58</b>	2400	0,0040	18318,3	1831,83	2,08305	24,755	0,8722	2,1002	Vérifier

#### V.8.4. Vérification de la ligne d'eau <sup>[7]</sup> :

La vérification de la ligne d'eau est essentielle en particulier pour les canaux à ciel ouvert dont la pente est variable, cela permettra de vérifier les résultats obtenus (Tableau V.8, V.9, V.10, V.11 et V.12), de connaître le type de transition du régime d'écoulement lié au changement de pente (graduellement varié ou rapidement varié ex : Figure V.2). Mais aussi de confirmer si il y'a ou non submersion des canaux, ou encore la formation de ressaut hydraulique, qui pourrait détériorer gravement le contenant de telles phénomènes.

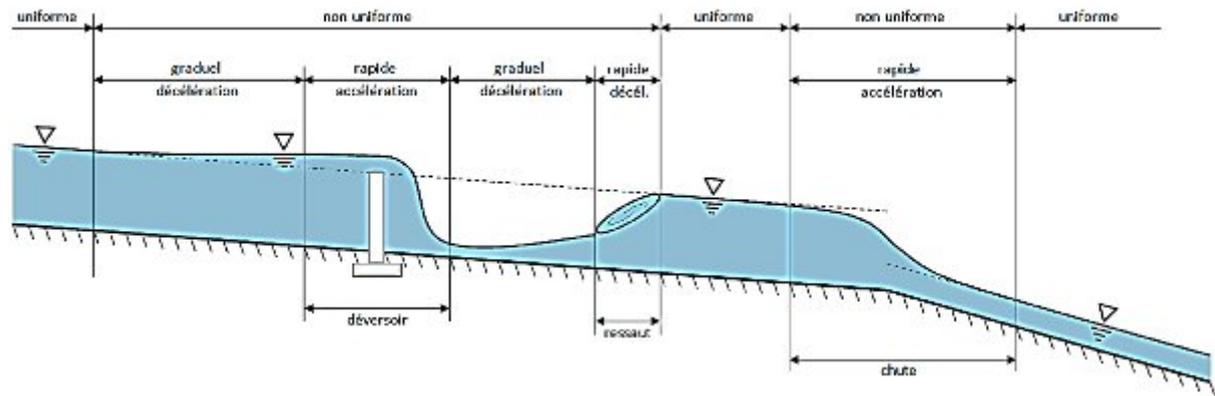


Figure V.2 : Les différents types de transition du régime d'écoulement.

#### V.8.4.1. Calcul de la profondeur critique hcr :

La hauteur critique (hcr), est la profondeur du tirant d'eau à la limite entre les deux régimes d'écoulements (torrentiel et fluvial), c'est la hauteur (h) pour laquelle la condition suivante est vérifiée, formule (5.15) :

$$\frac{\alpha \times Q^2 \times B_{cr}}{g \times S_{cr}^3} = 1 \quad (5.15)$$

$\alpha$  : coefficient d'énergie cinétique dans la pratique on prend  $\alpha = 1$ .

B : largeur du plan d'eau en surface.

g : l'accélération gravitaire prise égale à 9.81 m/s<sup>2</sup>.

Le calcul de hcr se fait par plusieurs méthodes, dont :

- La méthode graphique.
- La méthode d'AGROSKINE pour les canaux trapézoïdaux.

#### A)- Notion d'énergie spécifique :

L'énergie spécifique Hs ou «charge spécifique» (Figure V.3), est définie comme étant la valeur moyenne de l'énergie des molécules du liquide par unité de poids de ce dernier (l'eau), dans une section transversale mouillée donnée. Cette énergie étant rapportée à l'axe horizontal passant par le point le plus bas de la section.

La charge moyenne de la section par rapport à un plan de référence donnée (choisie), est la différence entre la ligne de charge et le fond du canal dans une section donnée.

Donc on construit le graphe :  $H_s = f(h)$  sachant que :

$$= + \tag{5.16}$$

$H_p$  : Energie potentielle est égale à :  $= h$  (5.17)

$H_c$  : Energie cinétique est égale à :  $= -$  (5.18)

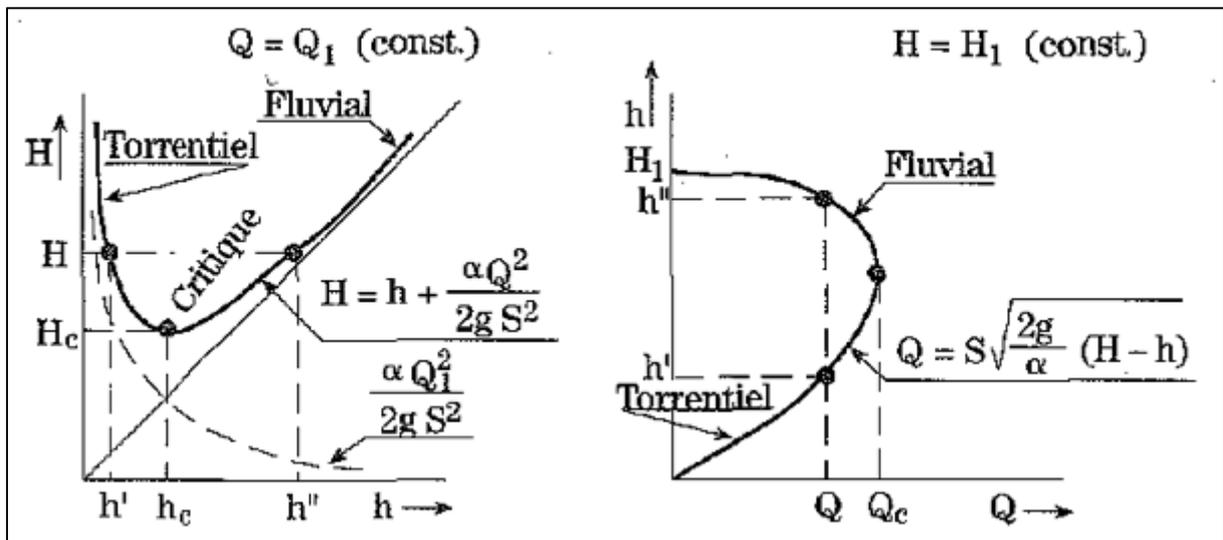


Figure V.3 : Energie spécifique en fonction de profondeur.

**B)- Méthode graphique :**

La méthode graphique est basée sur le graphe de l'énergie spécifique en fonction de (h), la valeur de (hcr) est la valeur qui correspond à l'énergie spécifique minimale.

**C)- Méthode analytique d'AGROSKINE :**

La méthode d'AGROSKINE pour le cas des canaux trapézoïdaux (5.19):

$$h = 1 - \frac{1}{3} + 0.105$$

Avec :

$$= \frac{\quad}{2} \tag{5.19}$$

$$= \frac{\quad}{2}$$

$$= \text{---}$$

$\alpha$  : coefficient d'énergie cinétique dans la pratique on prend  $\alpha = 1$ .

$b$  ;  $m$  : largeur du radier ; fruit du talus.

$g$  : l'accélération gravitaire prise égale à  $9.81 \text{ m/s}^2$ .

**V.8.4.2. Calcul de la pente critique :**

La valeur de la pente de fond, dépend essentiellement de la topographie et de la constitution du terrain. La pente critique est la pente qui correspond à la profondeur critique. Elle est donnée par la formule suivante :

$$Q = C \cdot S_{cr} \cdot \sqrt{R_h \cdot I_{cr}} \tag{5.20}$$

Donc :

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{C^2 \cdot S_{cr}^2 \cdot R_h} \tag{5.21}$$

**V.8.4.3. Equation de la ligne d'eau (pour les régimes d'écoulement graduellement varier) :**

L'équation de la surface libre de la ligne d'eau, est une équation liée à l'abscisse et à l'ordonnée de chaque point de la ligne d'eau, pour un débit et une pente du canal donnée.

En se basant sur l'équation d'énergie :

$$= \frac{v^2}{2g} + h \tag{5.22}$$

Et sur l'équation de la continuité :

$$= - \tag{5.23}$$

Dérivant l'équation (5.22) par rapport à  $x$ , on obtient :

$$\frac{dH}{dx} = \frac{dz}{dx} + \frac{d}{dx} \left( \frac{(Q/S)^2}{2g} \right) + \frac{dh}{dx} \tag{5.24}$$

Comme :

$$\frac{dz}{dx} = -J_f \tag{5.25}$$

$$\frac{dH}{dx} = -J_e = -\frac{(Q/S)^2}{C^2 \cdot R_h} \tag{5.26}$$

On trouve :

$$\frac{dh}{dx} = J_f \frac{1 - \frac{(Q/S)^2}{C^2 \cdot R_h \cdot j_f}}{1 - \frac{(Q/S)^2}{g \cdot (S/B)}} \quad (5.27)$$

#### V.8.4.4. Les courbes de remous (pour les régimes d'écoulement graduellement varier) :

Les courbes représentant la ligne d'eau d'un tel mouvement, sont généralement appelées courbes de remous. D'après la formule (5.3) on a :

$$\frac{Q}{\sqrt{I}} = S \cdot C \cdot \sqrt{R_h} = K \quad (5.28)$$

$$S_n \cdot C_n \cdot \sqrt{R_h} = K_n \quad (5.29)$$

Donc à partir des équations (5.27), (5.28) et (5.29) on obtient :

$$\frac{dh}{dx} = J_f \frac{1 - \left(\frac{K_n}{K}\right)^2}{1 - Fr^2} \quad (5.30)$$

Avec :

$$Fr^2 = \frac{(Q/S)^2}{g \cdot (S/B)} \quad (5.31)$$

$J_f = i =$  pente de fond (du radier)

D'autre part :

$$\frac{dh}{dS} = J_f \frac{1 - \left(\frac{h_n}{h}\right)^2}{1 - Fr^2} \quad (5.32)$$

Pour les différentes valeurs de pente de fond, et pour un débit constant on a différentes forme de courbe de remous (Figure V.4) :

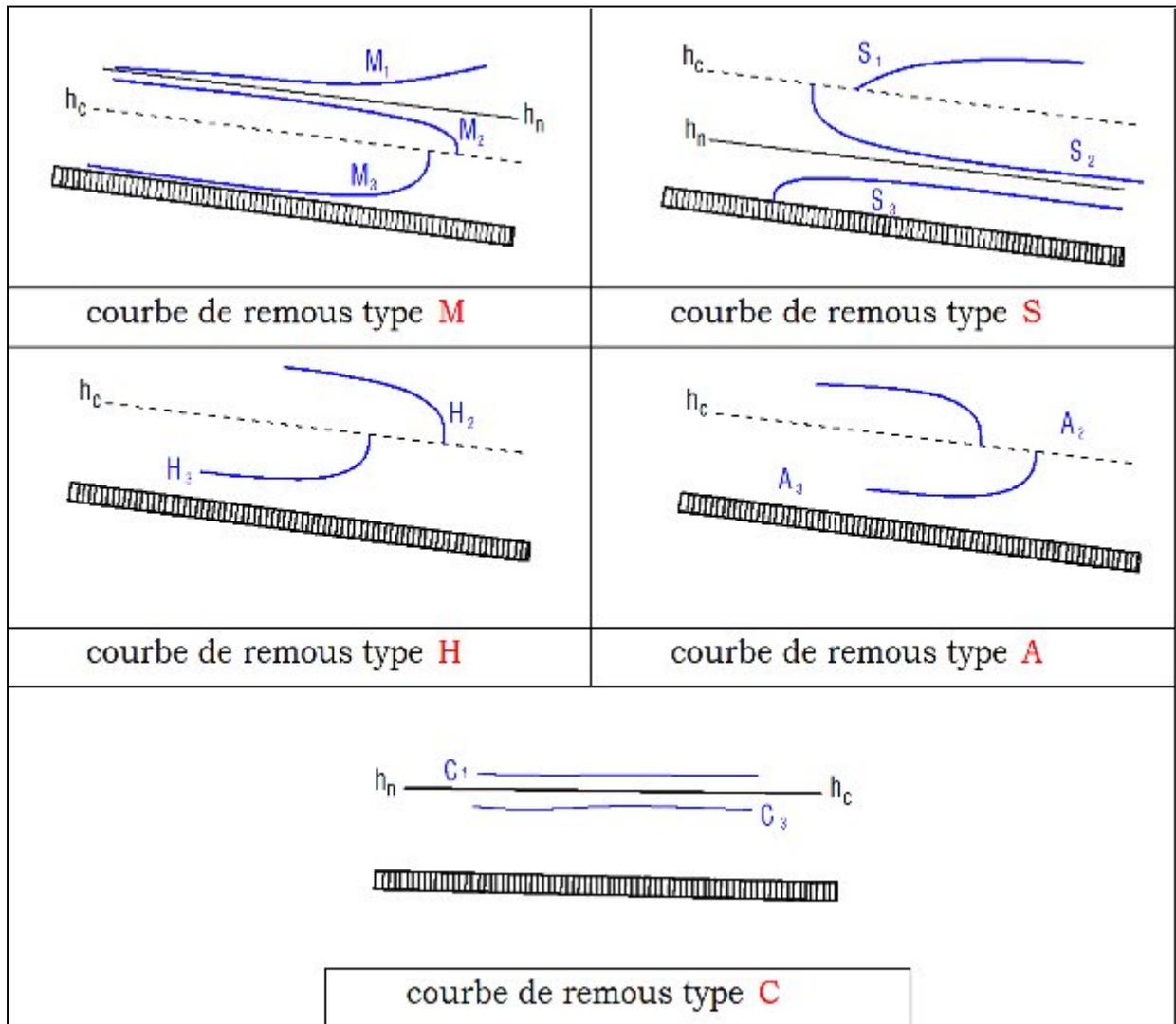


Figure V.4 : Les différentes formes de courbes de remous.

**V.8.4.5. Notion de ressaut hydraulique (pour les régimes d'écoulement rapidement varié) :**

Le ressaut hydraulique est une surélévation brusque de la surface libre de l'écoulement, qui se produit lors du passage du régime torrentiel à l'amont au régime fluvial à l'aval (Figure V.5). Il s'accompagne d'une dissipation d'énergie (perte de charge) importante, par ailleurs, une partie de l'énergie cinétique est convertie en énergie potentielle (la vitesse diminue et la hauteur augmente), avec une grande agitation de l'écoulement, on observe à cet effet un ou plusieurs rouleaux plus ou moins instables avec déferlement et turbulence importante qui entraînent une dissipation d'énergie non négligeable.

Les principales caractéristiques d'un ressaut sont les suivantes :

- Hauteurs conjuguée ( $h''$  et  $h'$ ).

- Hauteur de ressaut ( $h_r = h'' - h'$ ).
- La longueur approximative du ressaut  $L_{RH}$ .

Pour le cas des canaux trapézoïdaux :

$$= 5 * 1 + 4 * \frac{h''}{h'} * h'' \tag{5.33}$$

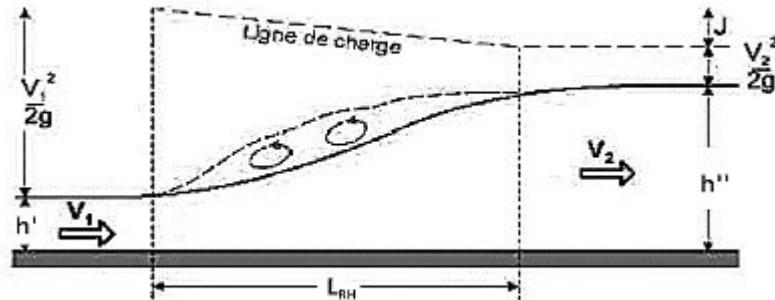


Figure V.5 : Schéma d'un ressaut hydraulique.

Tableau V.14 : Type de ressaut en fonction du nombre de Froude d'avant le changement de régime extrait de la documentation « Hydraulique générale Armando LENCASTRE ».

Type de ressaut :	Froude « $F_r$ (1 - Torrentiel) »	Observation :
Ressaut ondulé	$1 < F_r < 1.7$	La surface présente des ondulations, les hauteurs conjuguées sont trop proches de la hauteur critique $h_{cr}$ .
Ressaut faible	$1.7 < F_r < 2.5$	Des petits rouleaux apparaissent.
Ressaut oscillant	$2.5 < F_r < 4.5$	Le jet oscille tantôt vers le fond, tantôt vers la surface du canal.
Ressaut établi	$4.5 < F_r < 9$	Forte dissipation d'énergie.
Ressaut fort	$F_r < 9$	Le jet rapide est perturbé par la retombée des rouleaux et induit des ondes importantes vers l'aval.

Dans ce cas de figure :

- L'intégralité du réseau souterrain (réseau de drainage d'eau pluviale et émissaire) ont un régime d'écoulement fluvial à débits maximum avec ( $F_r < 1$ ) « Tableau V.11 » => il n'y a pas de formation de ressaut dans ce dernier.
- Les canaux à ciel ouvert ont, par endroit et à débit maximum, des changements de régimes d'écoulements « Tableau V.12 », qui pourront être accompagnés de formation de ressaut, en particulier pour les deux canaux B et E. Toutefois vu que le nombre de Froude pour ces derniers n'excède pas les 4.5 ( $F_r < 4.5$ ) et leurs faible débit ( $Q < 0.8 \text{ m}^3/\text{s}$ ), donc même si il y'a formation de ressaut, ce dernier sera de moyenne envergure de type oscillant « Tableau V.14 », qui pourra être supporté par les canaux, qui seront, quant à eux, érigés en béton armé confectionné avec un ciment lisse.

#### **V.8.4.6. Résultat de calcul de la ligne d'eau :**

La ligne d'eau à débit maximum est calculée dans les divers ouvrages, via le logiciel Canal 21, dont le principe de calcul est basé sur des méthodes d'approximations successives, ce logiciel permet trois types d'études différents

1- Etude d'une section transversale de bief :

- Calcul des paramètres hydrauliques liés à la section.
- Etude de l'écoulement uniforme dans la section.

2- Etude d'un ouvrage considéré isolément :

- déversoir (surface libre).
- vanne ou orifice (en charge).

3- Etude de la ligne d'eau en écoulement permanent dans un canal complexe, constitué d'éléments divers (biefs, ouvrage).

Les résultats obtenus sont visibles dans l'annexe « Annexe 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11 et 12 », ainsi que dans les divers profils en long, ces derniers viennent étayer les résultats obtenus manuellement (Tableau V.8, V.9, V.10, V.11 et V.12), et nous confirment que le dimensionnement des canaux, collecteurs et émissaire, est suffisant pour drainer et évacuer les eaux d'une crue centennale, sans qu'il y'est submersion de quiconque.

#### **V.9. LES OUVRAGES ANNEXES :**

Les ouvrages annexes comptent parmi eux :

- les ouvrages de raccordement entre les divers segments du réseau en ligne droite.
- Les ouvrages de gestion et de visite.
- Des bassins de décantation, entre les canaux à ciel ouvert partiellement en torrentielle, et le réseau souterrain complètement en fluviale, pour protéger le second des dépôts et colmatages.

### **V.9.1. Bouches d'égout ou avaloires <sup>[8]</sup> :**

Les bouches d'égout (Figure V.6) relié au réseau de drainage des eaux pluviales du pôle économique, sont destinées à recueillir les eaux de chaussées, ces dernier doivent être sélectives pour permettre la retenue du maximum de déchets. Un panier amovible est souvent utilisé. Pour éviter les dépôts de sable dans l'égout, les bouches à puisard siphonné sont recommandées. Elles sont à accès latéral (bouches sous trottoir) ou à accès par le dessus (bouches à grille). Elles nécessitent un curage systématique. Lorsqu'elles doivent être ménagées en cours de forte pente, un décrochement dans le trottoir est nécessaire pour mieux recueillir l'eau du caniveau.

### **V.9.2. Regards de visite du réseau (EP) <sup>[8]</sup> :**

Les regards de visite (Figure V.7), reliant entre les segments en ligne droite, du réseau de drainage des eaux pluviales du pôle économique, servent d'accès au personnel d'entretien. Dans les galeries visitables (à partir de 1,80 m de hauteur), l'espacement entre deux regards ne devrait pas dépasser 100 m pour des raisons de sécurité. Pour les autres canalisations et grâce aux moyens modernes de curage, cet espacement peut être de 50 à 80, en alignement droit. Un regard doit être construit à chaque changement de direction et à chaque débouché d'affluent.

L'accès au regard de visite se fait normalement au-dessus de la canalisation. Une cunette d'accompagnement du flot est obligatoire. La descente sera prévue par échelons fixes ou échelle amovible. Les tampons de regards ajourés facilitent la ventilation des canalisations.

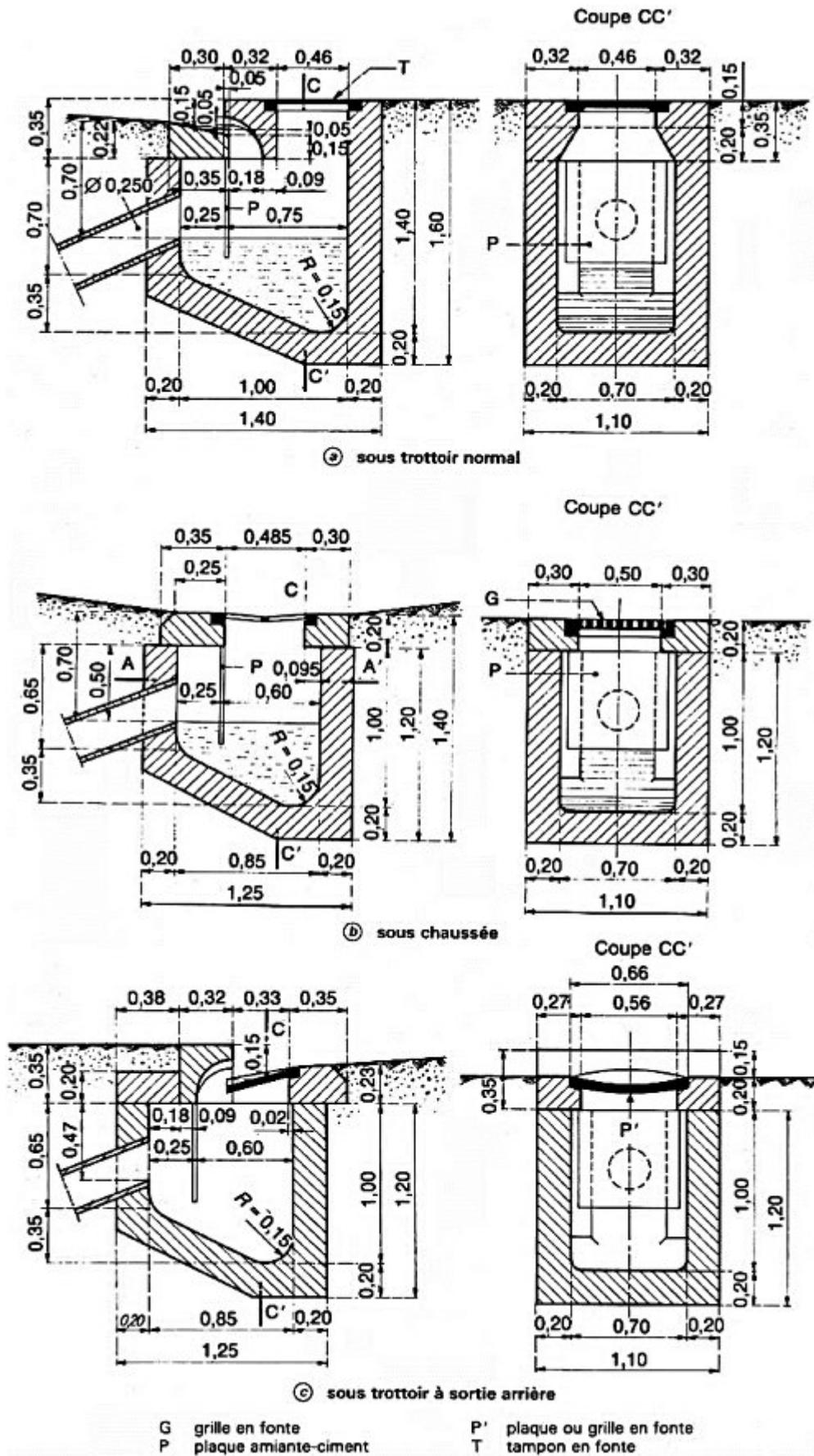


Figure V.6 : Schéma des bouches d'égout ou avaloire.



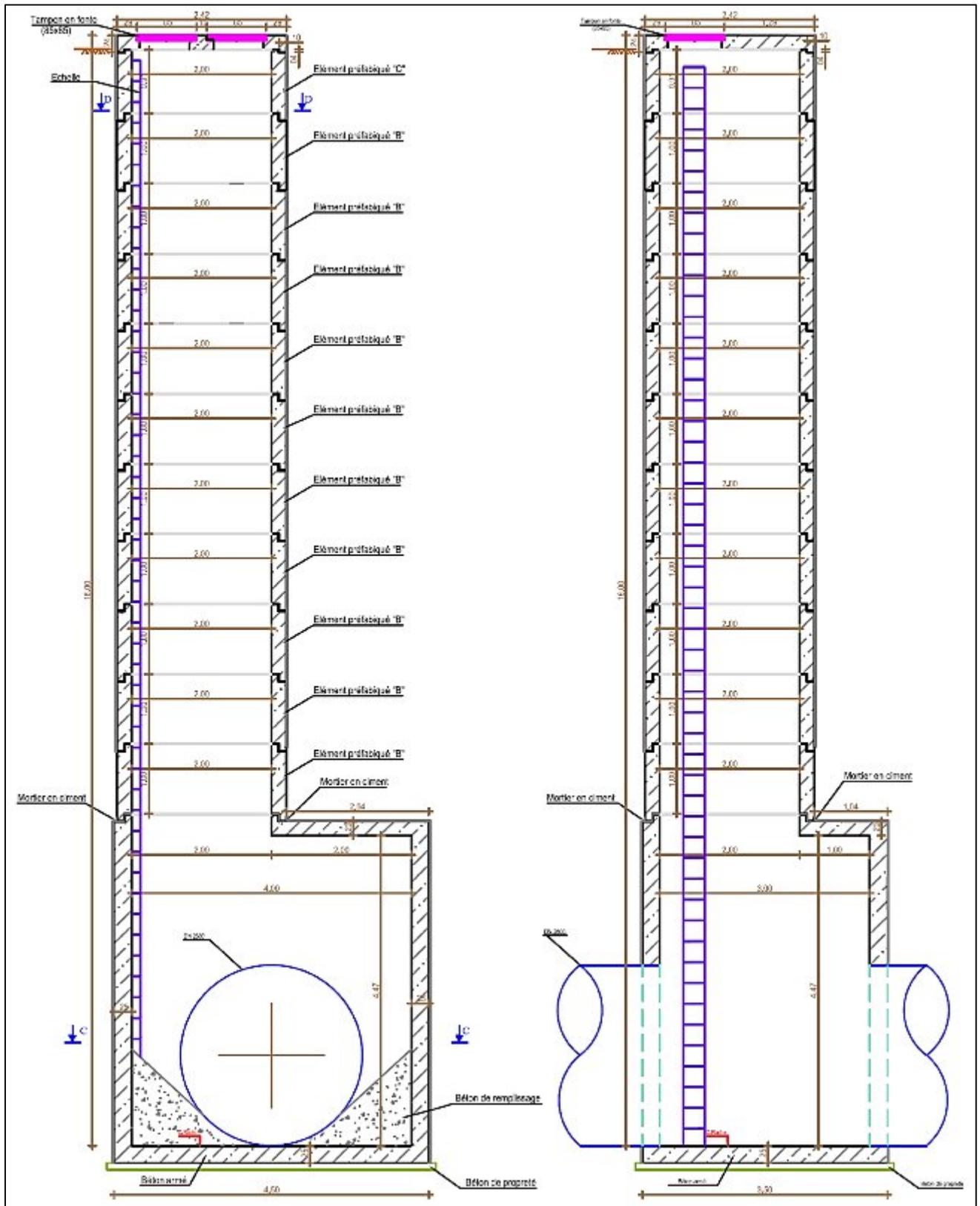


Figure V.8 : Schéma des regards de visite de l'émissaire.

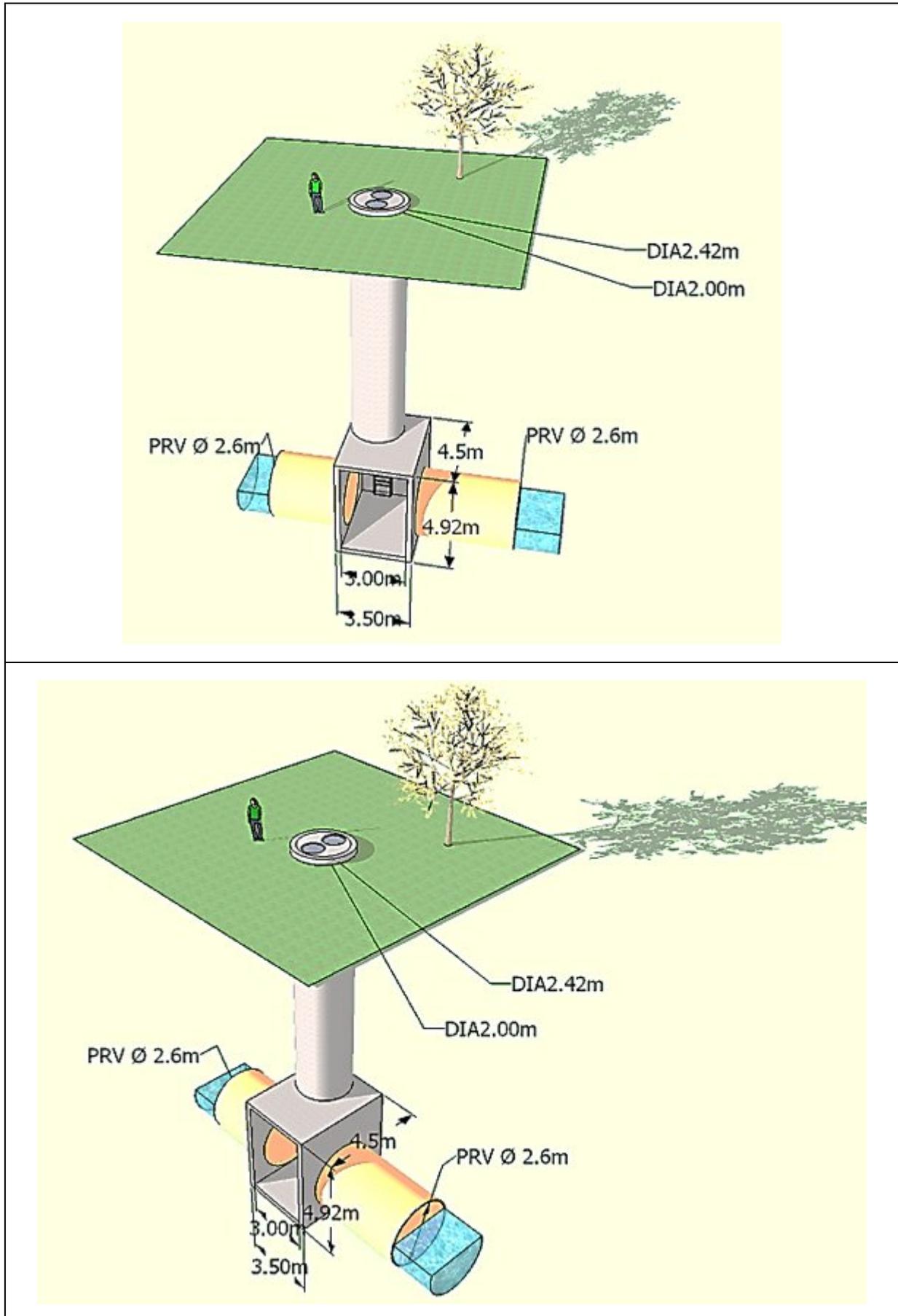


Figure V.9 : Schéma des regards de visite de l'émissaire (modélisation 3D).

**V.9.4. Ouvrage de raccordement entre les canaux à ciel ouvert et le réseau souterrain :**

Ces ouvrages doivent être pratiques, économiques, et doivent protéger dans la mesure du possible le réseau souterrain contre les éventuelles dépôts et colmatages de ces segments, et pour cela il faut prévoir un bassin de décantation entre les canaux et le réseau (Figure V.10).

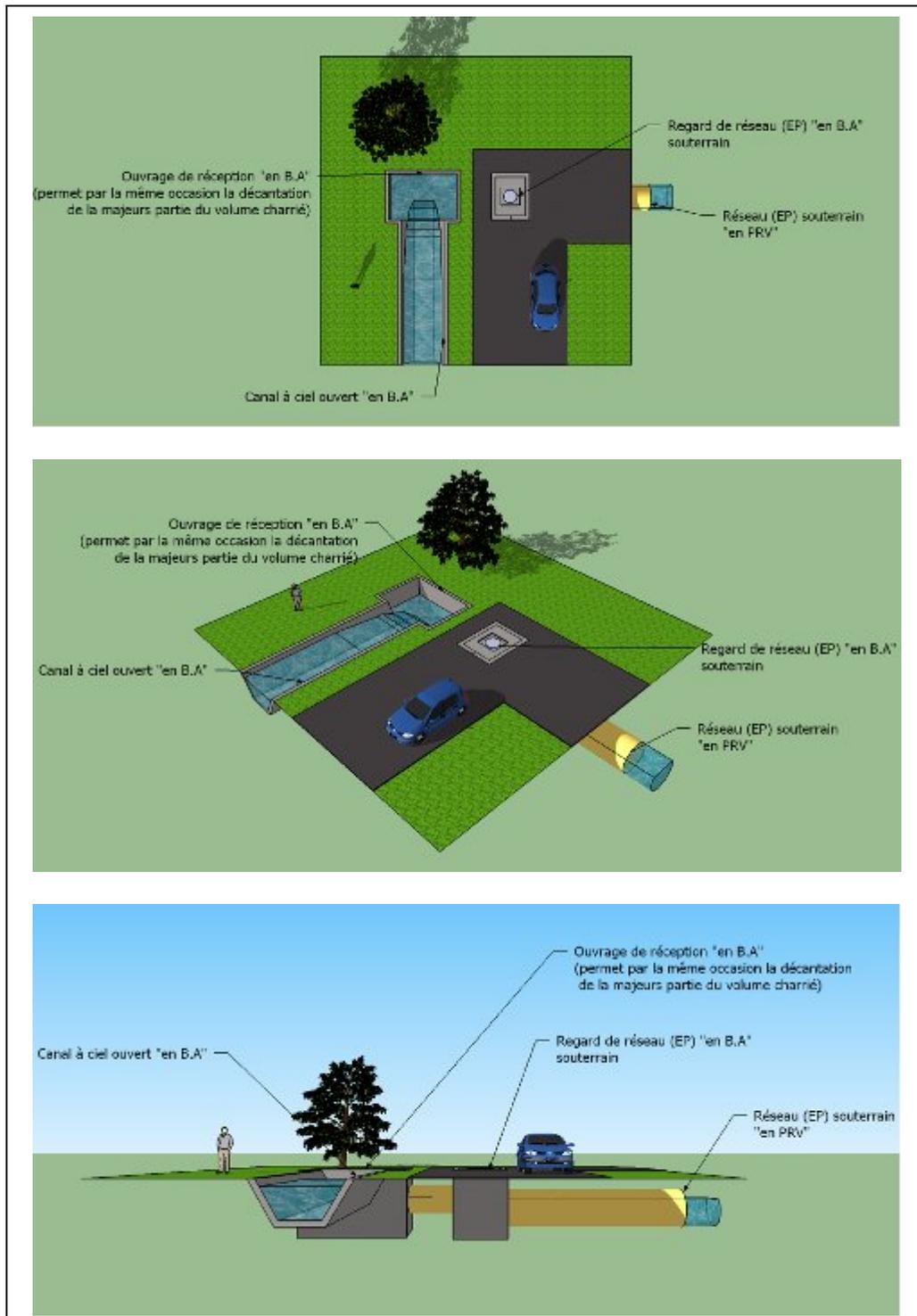
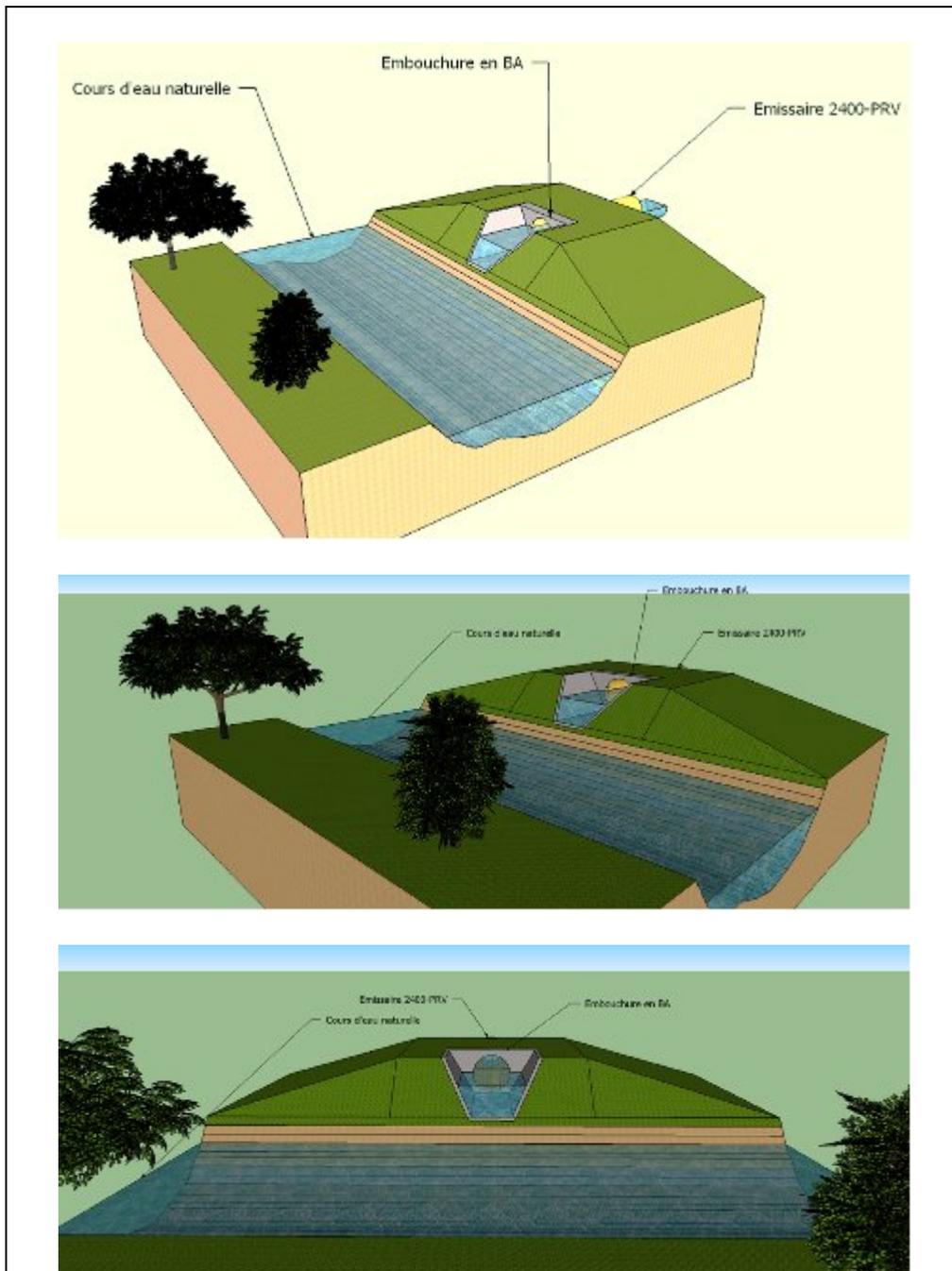
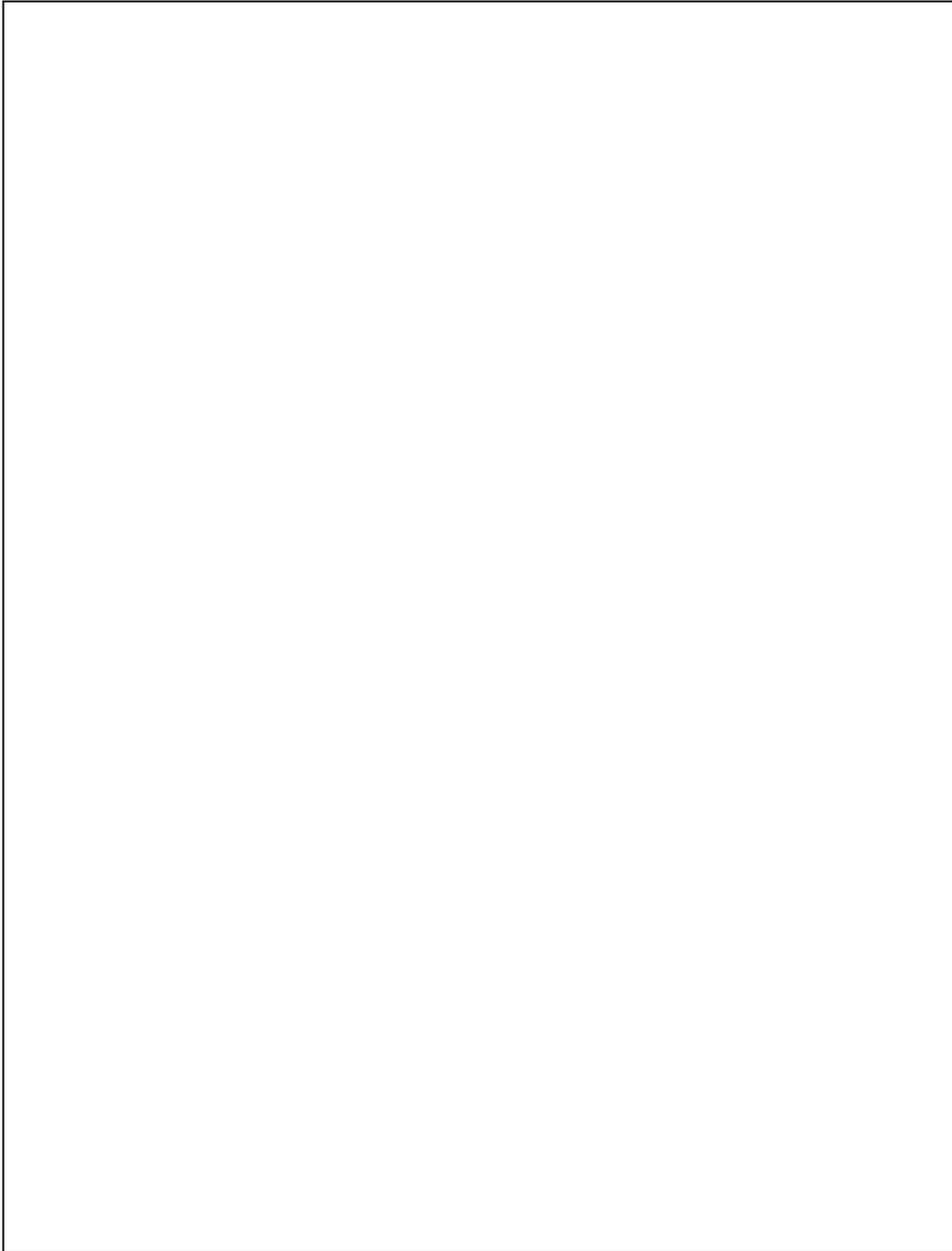


Figure V.10 : Schéma de jonction entre les canaux à ciel ouvert et le réseau (EP) souterrain.

V.9.5. Ouvrage de liaison entre l'émissaire et le milieu naturel (cours d'eau) « l'embouchure » :

L'ouvrage de liaison à l'extrémité de l'émissaire (Figure V.11), est en quelque sorte une embouchure simple, qui déverse les eaux pluviales directement dans un des trois cours d'eau à l'est du chef-lieu de la commune de Bethioua. La nécessité d'un bassin de dissipation est inutile, vu que l'écoulement à l'extrémité de l'émissaire est de nature fluviale avec une vitesse d'écoulement faible ( $< 4.7$  m/s).





**Figure V.11 : Schéma de l'embouchure à l'extrémité de l'émissaire.**

#### **V.10. CONCLUSION :**

Le dimensionnement des divers ouvrages obtenu par le calcul manuel, est étayé par le calcul numérique, via le logiciel Canal 21 dont le principe de fonctionnement est l'approximation successive, le dimensionnement établi devrait suffire à évacuer l'intégralité du débit de crue centennal estimé à 18773 (l/s), et éviter par la même occasion la submersion et l'inondation de l'assiette du nouveau pôle économique de la commune de Bethioua.

Les points forts du dimensionnement obtenu :

- L'écoulement est sous un régime fluvial dans l'intégralité du réseau souterrain (collecteurs et émissaire) à débits maximum de crue centennial.
- L'écoulement est sous un régime en partie torrentielle dans les canaux trapézoïdaux surfacique à ciel ouvert à débits maximum de crue centennale.
- L'intégralité du réseau souterrain (collecteurs et émissaire) vérifie les conditions d'auto-curage.
- L'intégralité du réseau surfacique et souterrain a des vitesses d'écoulement à débits maximum de crue centennial variable dans l'espace, qui n'excèdent pas les 4,7 m/s, cette vitesse reste très raisonnable compte tenu des matériaux des différents contenants des écoulements utilisés pour l'aménagement (n'excède pas les vitesses d'érosion).
- L'intégralité du réseau draine uniquement les eaux pluviales, ce qui permet un rejet direct en milieu naturelle, un allégement des couts de la station d'épuration prévue pour les eaux usée du pôle qui seront à charge constante permettant une meilleure gestion de cette dernière.
- L'embouchure de l'émissaire à 4 km au nord du site, dans un des trois cours d'eau l'est du chef-lieu de la commune de Bethioua, qui déverse dans la mer méditerranée, permettra après lessivage de l'assiette du pôle et si la qualité de ses eaux de ruissellement s'améliore, d'installer un dispositif de stockage et de réutilisation de ses eaux dans divers domaines telle que l'agriculture.

Les points faibles du dimensionnement obtenu :

- Possibilité de présence de petits ressauts hydrauliques de type oscillant dans les canaux (B et E) en béton armé, toutefois ces ressauts ne constituent pas un risque vu leur nature et le faible débit de ces deux canaux ( $< 0.8 \text{ m}^3/\text{s}$ ) dont la résistance est considérable.
- La liaison entre les canaux surfaciques à ciel ouvert partiellement en torrentiel, et le réseau souterrain complètement en fluviale (à débits maximum de crue

centennal), constitue un risque potentiel de dépôt et colmatage du second. Pour y remédier, il a été prévue une installation d'un petit bassin de décantation dans l'ouvrage de transition (Figure V.10), qui doit être récuré périodiquement, en plus de cela il faudrait protéger le bassin versant par des banquettes de plantation, pour diminuer le volume charrié même si ce dernier ne doit pas être très important, vu les pentes faibles du bassin versant, cela par la même occasion améliorer le paysage urbain de la zone en question.

- Le coût de l'aménagement, qui est non négligeable, toutefois ce dernier reste insignifiant par rapport aux coûts des infrastructures qu'il va protéger.

L'aménagement du futur pôle économique contre les inondations compte en tout :

- 3 032,79 ml de canaux surfaciques à ciel ouvert de forme trapézoïdale en B.A à dimension variable.
- 13 193 ml de réseau souterrain à section circulaire en PRV dont :
  - o 9 399,49 ml de réseau de drainage d'eau pluviale à diamètre variable.
  - o Et 3 793,51 ml d'émissaire sous forme de galerie (diamètre > 2.4 m).
- Pour un réseau total de : 16 225,79 ml.

Les segments linéaires du réseau sont reliés entre eux par des regards de visite, ou dans certain cas, par des regards de chute (cas de l'émissaire), et les divers canaux à ciel ouvert sont reliés au réseau souterrain par un ouvrage de raccordement spéciale (figure V.10), tous ces ouvrage son visible à divers échelle dans les planches, et dans le listing est ci-dessous (Tableau V.15 et V16).

**Tableau V.15 : Tableau récapitulatif des divers ouvrages linéaires nécessaires à l'aménagement.**

Tronçons	Réseau	Forme	Débit	Pente	Matériaux	Maning-Stricler	Longueur	Dimension			
								Ø	Hauteur	Largeurs à la basse	fruits du talus
N	/	/	l/s	m/m	/		m	mm	m	m	(°)
<b>Zone 1</b>											
A1 - C1	Surfacique	Canal trapézoïdale	3088,8	0,0020	Béton armé	77	298,33	/	1,03	1,07	60

		à ciel ouvert									
B1 - C1	Surfacique	Canal trapézoïdale à ciel ouvert	237,6	Var	Béton armé	77	628,79	/	0,43	0,38	60
C1 - D1	Surfacique	Canal trapézoïdale à ciel ouvert	3326,4	0,0020	Béton armé	77	613,54	/	1,06	1,1	60
D1 -D15	Souterrain	Conduite circulaire	5108,4	0,0020	PRV	90	657,09	1700	/		
E1 -E11	Surfacique	Canal trapézoïdale à ciel ouvert	332,64	Var	Béton armé	77	436,87	/	0,44	0,4	60
D15 -D35	Souterrain	Conduite circulaire	5108,4	0,0020	PRV	90	932	1700	/		
E11 -D35	Surfacique	Canal trapézoïdale à ciel ouvert	784,08	Var	Béton armé	77	429,2	/	0,66	0,64	60
D35 -D48	Souterrain	Conduite circulaire	5892,48	0,0020	PRV	90	519,97	1800	/		
F1 -D48	Surfacique	Canal trapézoïdale à ciel ouvert	760,32	0,0249	Béton armé	77	47,81	/	0,44	0,4	60
D48 -R1	Souterrain	Conduite circulaire	6652,8	0,0020	PRV	90	222,51	1900	/		
<b>Zone 2</b>											
G1 - G10	Surfacique	Canal trapézoïdale à ciel ouvert	2827,44	0,0020	Béton armé	77	356,51	/	1	1,04	60
G10 - H1	Surfacique	Canal trapézoïdale à ciel ouvert	5155,92	0,0020	Béton armé	77	221,74	/	1,23	1,3	60
H1 - H2	Souterrain	Conduite circulaire	5654,88	0,0060	PRV	90	48	1400	/		
H2 - H8	Souterrain	Conduite circulaire	5654,88	0,0020	PRV	90	242,36	1800	/		
H8 - H32	Souterrain	Conduite circulaire	6082,56	0,0020	PRV	90	1016,48	1800	/		
H32 - J1	Souterrain	Conduite circulaire	6225,12	0,0020	PRV	90	376,99	1800	/		

**Tableau V.16 : Suite du tableau récapitulatif des divers ouvrages linéaires nécessaires à l'aménagement.**

Tronçons	Réseau	Forme	Débit	Pente	Matériaux	Maning-Stricler	Longueur	Dimension			
								Ø	Hauteur	Largeurs à la basse	fruits du talus
N	/	/	l/s	m/m	/		m	mm	m	m	(°)
<b>Zone 3</b>											
I1 - I19	Souterrain	Conduite	1473,12	0,0020	PRV	90	646,86	1100	/		

		circulaire							
I15 - I19	Souterrain	Conduite circulaire	380,16	0,0040	PRV	90	170,09	600	/
I19 - I31	Souterrain	Conduite circulaire	3136,32	0,0020	PRV	90	312,1	1400	/
I26 - I31	Souterrain	Conduite circulaire	427,68	0,0040	PRV	90	229,07	600	/
I31 - I52	Souterrain	Conduite circulaire	3564	0,0020	PRV	90	558,49	1500	/
I44 - I52	Souterrain	Conduite circulaire	403,92	0,0040	PRV	90	371,12	600	/
I52 - J1	Souterrain	Conduite circulaire	3967,92	0,0020	PRV	90	322,37	1500	/
<b>Zone 4</b>									
J1 - J8	Souterrain	Conduite circulaire	10430,64	0,0020	PRV	90	299,76	2200	/
J8 - R1	Souterrain	Conduite circulaire	10668,24	0,0020	PRV	90	390,66	2200	/
J17 - J31	Souterrain	Conduite circulaire	213,84	0,0042	PRV	90	313,11	500	/
J24 - J31	Souterrain	Conduite circulaire	213,84	0,0042	PRV	90	317,63	500	/
J31 - J44	Souterrain	Conduite circulaire	617,76	0,0040	PRV	90	287,43	700	/
J38 - J44	Souterrain	Conduite circulaire	190,08	0,0039	PRV	90	264	500	/
J44 - J52	Souterrain	Conduite circulaire	1045,44	0,0030	PRV	90	357,03	900	/
J52 - J59	Souterrain	Conduite circulaire	1259,28	0,0020	PRV	90	308,19	1000	/
J59 - R1	Souterrain	Conduite circulaire	1449,36	0,0020	PRV	90	236,18	1100	/
<b>Emissaire</b>									
R1 - R48	Souterrain	Conduite circulaire	18770,4	0,0025	PRV	90	3127,51	2600	/
R48 - R58	Souterrain	Conduite circulaire	18770,4	0,0040	PRV	90	666	2400	/

La vérification du temps de concentration après dimensionnement, a donné un temps de concentration selon la loi de Bourrier égale à :  $[t_c = (5625 \text{ s} + 1321 \text{ s}) = 6946 \text{ s} = 115 \text{ minutes} = 1,93 \text{ h} = 1 \text{ h} ; 55 \text{ min}]$  qui est exactement le même que celui obtenu dans la partie hydrologique (Chapitre IV) à quelques secondes près.

# **CHAPITRE VI**

## **ETUDE GENIE CIVIL**

## **VI. ETUDE GENIE CIVIL :**

### **VI.1. INTRODUCTION :**

L'étude génie civil est indispensable au bon dimensionnement des divers ouvrages, nécessaires au réseau d'aménagement du futur pôle économique de Bethioua. Ce dernier comprend de nombreux canaux et ouvrages de raccordement, ainsi que des regards qui atteignent par endroit les 15,03 mètres de profondeur tous en béton armé.

L'étude portera sur divers aspects du génie civil :

- Calcul de stabilité des ouvrages.
- Calcul des sections d'acier d'armature et établissement des plans de ferrailage et de coffrage.
- Calcul du dosage des bétons nécessaires aux ouvrages en béton armé.
- Calcul des pressions du sol exercées sur les conduites en PRV et comparaison avec les pressions admissibles.

Et pour cela, toutes les données nécessaires sont citées dans les divers chapitres précédents, les caractéristiques des sols en place dans l'étude géologique, les dimensions et les profondeurs d'encrage des ouvrages dans la partie dimensionnement...

### **VI.2. RESUME DES DONNEES ET SUPPOSITIONS NECESSAIRES :**

#### **VI.2.1. Le sol en place :**

A partir de l'étude géotechnique, et des données fournies par les 25 forages réalisés sur site, et qui sont visibles dans le chapitre II et « l'Annexe 1 et 2 », il est clair à présent que l'assiette du futur pôle économique de Bethioua, est composée de 6 couches de sol distinctes superposées de différentes caractéristiques et épaisseurs. Toutefois pour les calculs génie civil et pour la pérennité des ouvrages projetés, il est préférable de supposer que le sol est un sol uniforme, qui comprend les caractéristiques des sols en place les plus défavorables pour nos ouvrages, ainsi on simplifie les calculs tout en augmentant la sécurité et la fiabilité des ouvrages, et dans ce but le sol supposé aura donc comme caractéristiques :

**VI.2.1.1. Caractéristiques physiques :**

- Sol fin dense et compact.
- Poids volumique humide :  $\gamma^h = \gamma_{\max}^h = 3,04 \text{ g/cm}^3 = 3040 \text{ kg/m}^3 = 3,04 \text{ t/m}^3$ .
- Angle de frottement interne :  $\varphi = \varphi_{\min} = 14^\circ$  (à l'essai de cisaillement direct non consolidé non drainé pour les sols fins).
- Le coefficient de poussée ( $K_a$ ).

$$= \frac{1 - \frac{\varphi}{2}}{1 + \frac{\varphi}{2}} = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} = 0.611 \quad (6.1)$$

- Coefficient de frottement entre le sol et les ouvrages en béton :  $f = 0,45$ .
- La contrainte de sol admissible :  $Q_{\text{adm}} = 2,5 \text{ kg/cm}^2 = 2,5 \text{ bar}$ .
- Le coefficient d'accélération sismique<sup>[9]</sup> « ouvrages courants, zone IIa » se référer au règlement parasismique algérien RPA 90 version 2003 (l'Annexe 13) :  $\alpha_s = 0,15$ .

**VI.2.1.2. Caractéristiques chimiques :**

Selon la norme P18-011, le sol est considéré comme très fortement agressif vis-à-vis du béton et des armatures. Il est classé A3 à A4, d'où des dispositions particulières doivent être prises pour la confection du béton, et pour cela il faudrait utiliser un ciment pauvre en alumine tricalcique c'est-à-dire résistant aux sulfates.

**VI.2.2. Propriétés et caractéristiques des bétons et des armatures à utiliser pour les divers ouvrages en béton armé<sup>[10]</sup> :**

Le béton est un matériau capable de supporter des efforts de compression importants (10 à 100 MPa) alors que sa résistance aux efforts de traction est très faible (de l'ordre du dixième de sa résistance à la compression). C'est donc pour pallier cette insuffisance qu'est née l'idée de placer, dans les zones soumises à des efforts de traction, des barres d'acier (armatures) qui elles, sont résistantes aussi bien en compression qu'en traction. Le matériau résultant de l'association du béton et de l'acier est un matériau composite et est appelé « béton armé ».

Dans une structure en béton armé, les aciers principaux sont positionnés dans les parties tendues du béton pour compenser la mauvaise résistance du béton en traction. Pour

une dalle en béton armé par exemple, on place les armatures principales en partie basse des travées et en partie haute au niveau des appuis.

- Poids volumique du béton armé :  $\gamma_b = 2,5 \text{ g/cm}^3 = 2500 \text{ kg/m}^3 = 2,5 \text{ t/m}^3$ .
- La résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours :  $f_{c28} = 250 \text{ bar} = 25 \text{ MPa} = 250 \text{ kg/cm}^2$ .
- La résistance caractéristique à la compression et à la traction des aciers ronds lisses :  $f_{c(\emptyset)} = 2400 \text{ bar} = 240 \text{ MPa} = 2400 \text{ kg/cm}^2$ .
- La résistance caractéristique à la compression et à la traction des aciers à haute adhérence (HA) tor :  $f_{c(T)} = 4000 \text{ bar} = 400 \text{ MPa} = 4000 \text{ kg/cm}^2$ .
- Le module d'élasticité des aciers :  $E_s = 2 \cdot 10^6 \text{ bar}$ .
- L'enrobage des aciers :  $c = 3 \text{ cm}$ .
- Le coefficient de sécurité partiel du béton (cas courant :  $\gamma_c = 1,5$  ; cas accidenté  $\gamma_c = 1,15$ ).
- Le coefficient de sécurité partiel des aciers des armatures (cas courant :  $\gamma_s = 1,15$  ; cas accidenté  $\gamma_s = 1$ ).
- La section des armatures minimale :  $A^{\min} = 0,002 \cdot S_{\text{béton}}$ .
- Espacement entre les armatures maximum :  $e^{\max} = h = \text{épaisseur de la section de béton}$ .
- Surcharge d'exploitation :  $S = 1 \text{ t/m}^2 = 0,1 \text{ bar}$ .
- La contrainte de calcul du béton :

<p>Section rectangulaire : <math>\sigma = 0,85 \cdot \frac{S}{A} = 0,85 \cdot \frac{1}{0,002} = 141,667</math></p> <p>Autre section : <math>\sigma = 0,8 \cdot \frac{S}{A} = 0,8 \cdot \frac{1}{0,002} = 133,333</math></p> <p style="padding-left: 40px;">: contrainte de calcul du béton.</p> <p><math>f_{c28}</math> : résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours.</p> <p><math>\gamma_c</math> : coefficient de sécurité partiel du béton.</p>	<p>(6.2)</p>
---	--------------

- La contrainte de calcul des aciers d'armature :

<p>Lisse : <math>\sigma_s = \frac{M}{A_s} = \frac{2086,957}{A_s}</math></p> <p>Tor : <math>\sigma_s = \frac{M}{A_s} = \frac{3478,261}{A_s}</math></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- <math>\sigma_s</math> : contrainte de calcul des aciers d'armature.</li> <li>- <math>f_e</math> : résistance caractéristique à la compression et à la traction des aciers.</li> <li>- <math>\gamma_s</math> : coefficient de sécurité partiel des aciers d'armature.</li> </ul>	(6.3)
--	-------

- Les paramètres de calcul des aciers ronds lisses ( $\zeta_l ; \alpha_l ; U_l$ ) :

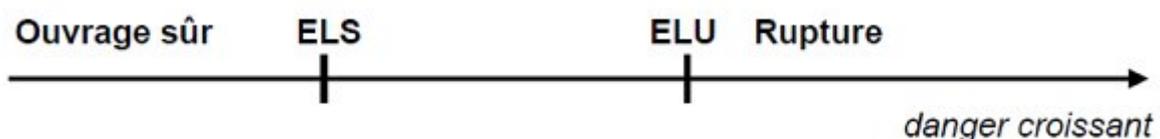
$\zeta_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000} = 1,04348 * 10^{-3}$ $\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + (1000 * 1,04348 * 10^{-3})} = 0,770335$ $U_l = (0,8 * \zeta_l) - (0,32 * \alpha_l) = 0,426375$	(6.4)
--	-------

- Les paramètres de calcul des aciers à haute adhérence (HA) tor ( $\zeta_l ; \alpha_l ; U_l$ ) :

$\zeta_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000} = 1,73913 * 10^{-3}$ $\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + (1000 * 1,73913 * 10^{-3})} = 0,66805$ $U_l = (0,8 * \zeta_l) - (0,32 * \alpha_l) = 0,391627$	(6.5)
---	-------

**VI.2.3. Etat limite de service & Etat limite ultime <sup>[10]</sup> :**

La théorie des états limites considère 2 états limites (ELS et ELU), pour le calcul des sections d'aciers des armatures nécessaires au ferrailage des ouvrages en béton armé, il est recommandé d'utiliser le calcul avec le second et de vérifier les résultats sur les deux :



**VI.2.3.1. Etat limite de service (ELS) :**

Les conditions de bon fonctionnement de la structure ont été atteintes. La durabilité de la structure est remise en cause.

- Etat limite d'ouverture de fissures : risque d'ouverture de fissures.
- Etat limite de compression du béton : on limite volontairement la contrainte de compression à une valeur raisonnable.
- Etat limite de déformation : flèche maximale.

L'état limite de service atteint remet en cause l'aptitude au service de la structure (fissures, fuites, désordres divers). En revanche, la sécurité (c'est à dire sa résistance) n'est pas remise en cause.

La combinaison d'action courante à l'ELS est la suivante :

+      +      + $\Sigma$	
Avec :	
- $G_{\max}$ : ensemble (somme) des actions permanentes défavorables.	
- $G_{\min}$ : ensemble (somme) des actions permanentes favorables.	
- $Q_1$ : action variable de base.	
- $Q_i$ : autres actions variables d'accompagnement avec leur coefficient $\psi_i$ .	(6.6)
Les combinaisons les plus courantes :	
- $G + Q + 0,9(S \text{ ou } W)$ (S : neige – W : vent)	

**VI.2.3.2. Etat limite ultime (ELU) :**

Le dépassement de cet état conduit à la ruine de la structure. Au-delà de l'état limite ultime, la résistance des matériaux béton et acier est atteinte, la sécurité n'est plus garantie et la structure risque de s'effondrer.

- Etat limite de l'équilibre statique.
- Etat limite de résistance de l'un des matériaux.
- Etat limite de stabilité de forme : flambement.

La combinaison d'action courante à l'ELU est la suivante :

$1,35 + + 1,5 + \sum 1,3$ <p>Avec :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- <math>G_{\max}</math> : ensemble (somme) des actions permanentes défavorables.</li> <li>- <math>G_{\min}</math> : ensemble (somme) des actions permanentes favorables.</li> <li>- <math>Q_1</math> : action variable de base.</li> <li>- <math>Q_i</math> : autres actions variables d'accompagnement avec leur coefficient <math>\psi_i</math>.</li> </ul> <p>Les combinaisons les plus courantes :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- <math>1,35G + 1,5Q + 1,2(S \text{ ou } W)</math> (S : neige – W : vent)</li> </ul>	(6.7)
---	-------

### VI.3. VERIFICATION DE LA PRESSION EXERCEE SUR LES SEGMENTS DU RESEAU SOUTERRAIN EN PRV :

Les segments qui composent le réseau souterrain de drainage d'eau pluviale ainsi l'émissaire en PRV, sont disponibles sur le marché avec une pression nominale minimale de  $PN_{\min} = 6 \text{ bar}$ .

- La profondeur maximale des radiers du réseau atteint :  $H^{\max} = 15,03 \text{ m}$ .
  - Le poids volumique du sol supposé est de :  $\gamma_{\max}^h = 3,04 \text{ t/m}^3 = 3040 \text{ kg/m}^3$ .
  - La contrainte maximale appliquée sur les segments en PRV :  $\sigma_{\text{PRV}}^{\max} = 3040 * 15,03 = 45691,2 \text{ kg/m}^2 = 4,56912 \text{ kg/cm}^2 = (4,56912 \text{ bar} + 0,1 \text{ bar due à la surcharge d'exploitation} = 4,66912 \text{ bar}) < \text{à la pression nominale } PN = 6 \text{ bar}$ .
- ⇒ Les segments en PRV du réseau souterrain ont une résistance suffisante par rapport à la pression due au poids des terres et de la surcharge d'exploitation qui les recouvrent.

### VI.4. ETUDE DE COMPOSITION DU BETON :

Les ouvrages en béton armé nécessaires à l'aménagement du futur pôle économique de Bethioua, doivent être coulés par un béton lisse, très plastique pour faciliter le coulage, et doit être d'une résistance caractéristique à la compression à 28 jours ( $f_{c28} \geq 250 \text{ bar}$ ), avec un liant hydraulique pauvre en alumine tricalcique c'est-à-dire résistant aux sulfates, tout en

supposant les agrégats humides. Et pour cela et suivants la méthode de Dreux Goriss simplifiée (méthode des abaques Annexe 14 et 15), 1m<sup>3</sup> de béton doit être confectionné avec :

- 360 kg de ciment (liant hydraulique pauvre en alumine tricalcique).
- 590 litre de sable (0/5).
- 725 litre de gravier (5/12,5).
- Avec 130 litre d'eau en absence d'adjuvants, ou 110 litre en leur présence.

### **VI.5. CALCUL GENIE CIVIL DES CANAUX TRAPEZOÏDAUX SURFACIQUES A CIEL OUVERT :**

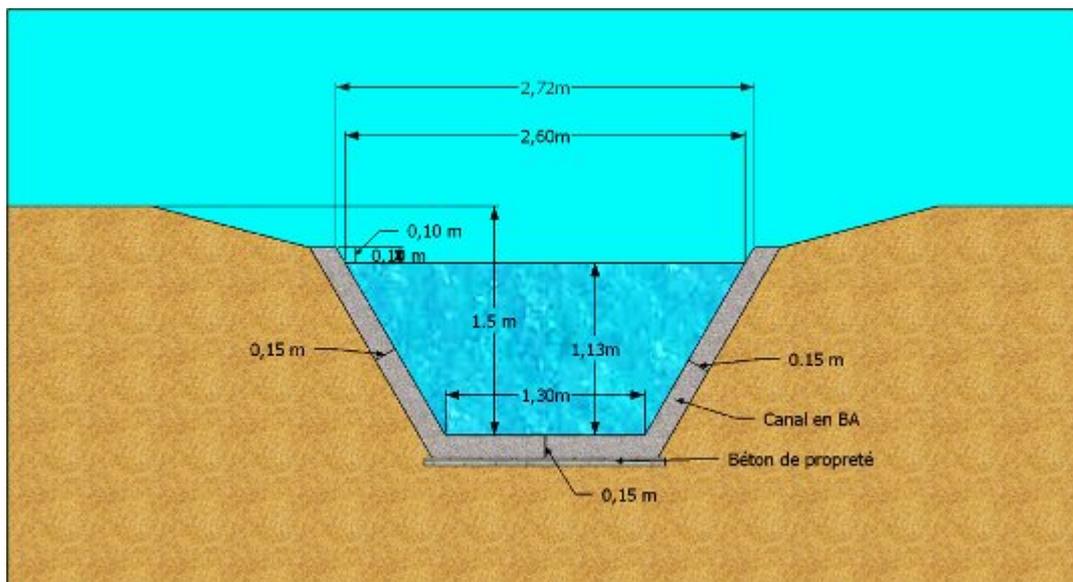
Pour le calcul génie civil des canaux surfaciques trapézoïdaux à ciel ouvert, vu leur nombre important (8) et leur grande ressemblance, il est plus judicieux de calculer le canal le plus grand en terme de dimension et le plus préjudiciable, et d'appliquer les résultats obtenus de ce dernier pour les 7 autres, et ceux à titre d'exemple pour les sections d'armature, nécessaires au radier et aux murs bajoyers.

Et dans ce cas, le canal en question est : (le canal G10 – H1 « Figure VI.1 ») et dont les dimensions et caractéristiques sont les suivantes :

- Hauteur du canal :  $H^{\text{C}} = 1,23 \text{ m}$ .
- Largeur du canal au radier :  $b^{\text{C}} = 1,3 \text{ m}$ .
- Fruit du talus du canal :  $\alpha^{\text{C}} = 60^{\circ} \Rightarrow m = \text{ctg}(\alpha^{\text{C}}) = 0.57735$ .
- Largeur du canal à sa limite supérieure :  $B^{\text{C}} = 2,716 \text{ m}$ .
- Epaisseur des murs bajoyers et du radier :  $e = 15 \text{ cm}$ .
- On maximise la profondeur d'encrage du canal pour les calculs de ferrailage qu'on suppose à :  $H = 1,5 \text{ m}$  (pour plus de sécurité et en cas de tassement du sol de fondation).
- Et on néglige les efforts due à l'accélération sismique en cas de séisme, et ce pour deux raisons, la première est que les canaux à ferrailer sont surfaciques et de faible dimensions, et la seconde est qu'on a surestimé le poids volumique des

terres et des forces qu'elles exercent sur les canaux, ce qui permet de compenser les forces dues à l'accélération sismique.

- Et pour finir, pour les calculs de ferrailage des murs bajoyer, il est plus simple de les supposer verticaux, cela simplifiera les calculs, et couvrira tous les cas envisageables avec plus de sécurité, ceux qui veut dire que les murs bajoyers seront inclinés suivant leurs talus de  $60^\circ$ , mais ils seront ferrillés avec des armatures d'un mur bajoyers vertical de mêmes caractéristiques.



**Figure VI.1 : Canal type pour le calcul de ferrailage des canaux en BA nécessaires à l'aménagement (mur bajoyer et radier).**

### **VI.5.1. calcul de stabilité des canaux trapézoïdaux surfaciques à ciel ouvert :**

La stabilité des canaux trapézoïdaux à ciel ouvert, est assurée pour deux raisons :

- Les forces extérieures appliquées sur les canaux s'équilibrent et s'annulent.
- Les canaux ne sont pas de dimensions très grandes tout comme les forces exercées dessus, est sont symétriques et complètement enterrés, avec un poids du canal rempli inférieur au poids du sol d'excavation.

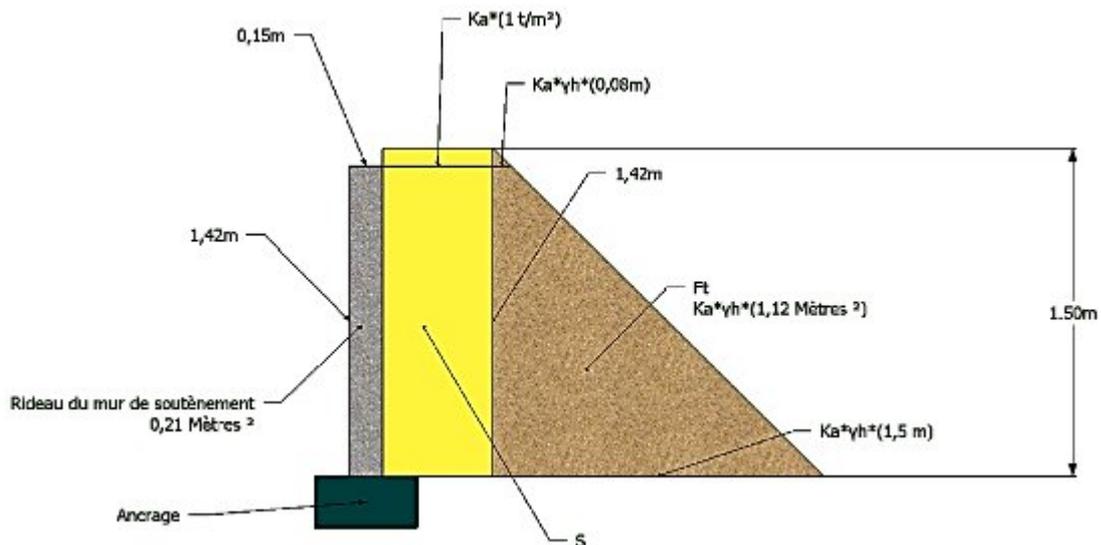
### **VI.5.2. Calcul de ferrailage des canaux trapézoïdaux surfaciques à ciel ouvert :**

#### **VI.5.2.1. ferrailage des murs bajoyers :**

Pour le calcul des sections d'armature nécessaires au ferrailage des murs bajoyers, il faudrait supposer le canal vide, car la poussée des eaux est inférieure à la poussée des terres,

qui plus est le canal n'est plein que périodiquement et pour de courtes durées (crue centennale). Dans ce but, les calculs de ferrailage vont être menés de la même façon que pour le rideau d'un mur de soutènement simple (sans contrefort) « Figure VI.2 ».

**a. Calcul des efforts :**



**Figure VI.2 : Efforts appliqués sur le rideau d'un mur de soutènement simple pour le calcul de ferrailage des murs bajoyers des canaux en BA nécessaires à l'aménagement.**

$= \frac{\textcircled{C}}{(60^\circ)} = \frac{1,23}{\sin(60^\circ)} = 1,42$ $= * * = 0,611 * 1 * 1,42 = 0,86762 / .$ $= * * \frac{(1 + 2) *}{2} = 0,611 * 3,04 * \frac{(0,08 + 1,5) * 1,42}{2} = 2,084 / .$ $= (1,5 * (0,868 * 0,71)) + (1,35 * (2,084 * 0,4973)) = 2,324 / .$	(6.8)
--	-------

**b. Calcul des sections d'armatures :**

Les aciers utilisés seront des aciers à haute adhérence (tor) « HA 400 ».

$= \frac{2,324 * 10}{141,667 * 100 * 12} = 0,113922 < 0,391627$ <p>=&gt; pas besoin d'acier comprimé.</p> $= \frac{1 - \sqrt{1 - 2}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - (2 * 0,113922)}}{0,8} = 0,151594$ $= 1 - (0,4 * ) = 0,939362$ $= 0,002 * 15 * 100 = 3$ $= \frac{2,324 * 10}{* * 3478,261 * 12 * 0,939362} = 5,92734 \approx 6 >$	(6.9)
--	-------

Le ferrailage des murs bajoyers des divers canaux nécessite :

- ⇒ Des aciers tondu verticaux à haute adhérence d'un diamètre 10 mm avec un espacement de 12,5 cm, pour contrer la poussée des terres (T10e12,5).
- ⇒ Des aciers de liaison horizontaux à haute adhérence d'un diamètre 6 mm avec un espacement de 12,5 cm (T6e12,5).
- ⇒ Voir (la planche N° 6/6) pour les schémas de coffrage et de ferrailage.

#### VI.5.2.2. Ferrailage du radier :

Pour le calcul des sections d'armature nécessaires au ferrailage du radier, il faudrait supposer le canal plein, car le poids des eaux est considérable et influe sur les efforts absorbés par le radier, et vu que le canal n'est plein que périodiquement et pour de courte durée (crue centennale), il faudrait considérer le poids des eaux comme un effort d'exploitation, et dans ce but, les calculs de ferrailage vont être menés à avec une décente de charge « Figure VI.3 ».

##### a. Calcul des efforts :

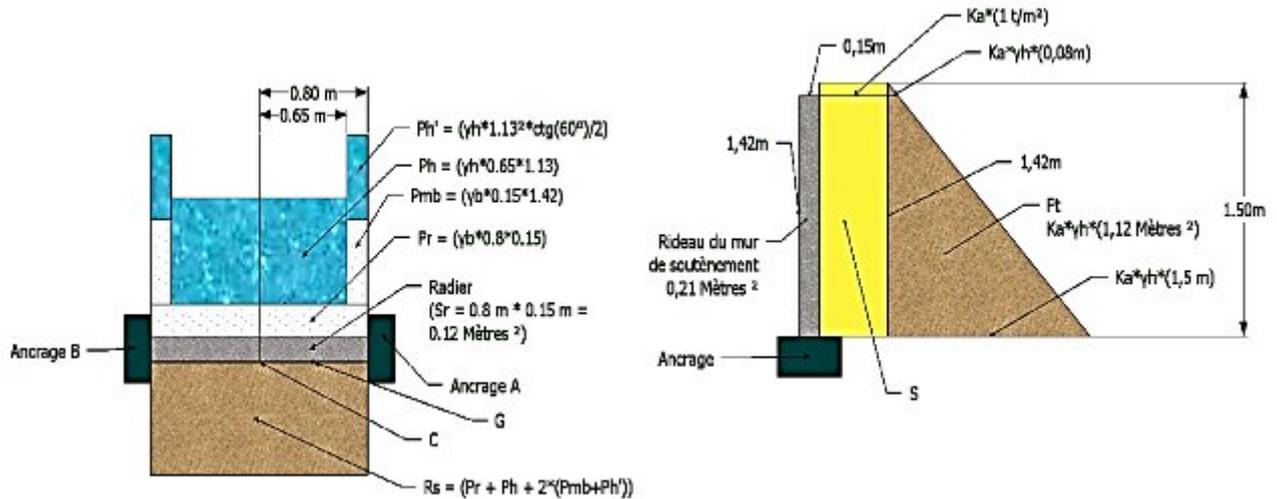


Figure VI.3 : Efforts appliqués sur le radier des canaux en BA nécessaires à l'aménagement (pour le calcul de ferrailage).

<p>Les forces horizontales :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Poussé des terres : <math>F_t = 2,084 \text{ t/ml}</math>.</li> <li>- Surcharge d'exploitation : <math>F_s = 0,86762 \text{ t/ml}</math>.</li> </ul> <p>Les forces verticales :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Poids du radier : <math>P_r = 0,3 \text{ t/ml}</math>.</li> <li>- Poids des murs bajoyers : <math>P_{mb} = 0,5325 \text{ t/ml}</math>.</li> <li>- Poids des eaux au-dessus du radier : <math>P_h = 0,7345 \text{ t/ml}</math>.</li> <li>- Poids des eaux au-dessus des murs bajoyers : <math>P_{h'} = 0,3686 \text{ t/ml}</math>.</li> </ul> <p>La réaction au sol :</p> $= \frac{6}{100 * } \pm \frac{6}{100 * }$ <ul style="list-style-type: none"> <li>- <math>M_G = 1,35 * ((0,52 * F_t) + (0 * P_r) - (0,325 * P_{mb})) + 1,5 * ((0,785 * F_s) + (0,075 * P_h) - (0,325 * P_{h'})) = 2,15389 \text{ t*m}</math>.</li> <li>- <math>N = 1,35 * (P_r + P_{mb}) + 1,5 * (P_h + P_{h'}) = 2,77853 \text{ t/ml}</math>.</li> <li>- <math>= 2,36659 \leq = 2,5</math> .</li> <li>- <math>= -1,67196 \leq = 2,5</math> .</li> <li>- <math>= \frac{( , * )}{*} = 0,05063</math> .</li> <li>- <math>= \frac{( , * )}{*} = 0,47925</math> .</li> <li>- <math>= \frac{( , * )}{*} = 0,1695</math> .</li> <li>- <math>' = \frac{( , * )}{*} = 0,3686</math> .</li> </ul>	<p>(6.10)</p>
---	---------------

$= - = 10$ $* ( * 0,8 * 0,4) + ( * 0,65 * 0,475)$ $+ ( + ) * 0,15 * 0,075 - * \frac{0,3312}{6}$ $- * \frac{0,4688}{2} * 0,64733$ $= 10 * (0,0162 + 0,05233 + 0,0095383 + 0,0305672)$ $- 0,359093 = -2,50457 * .$	
--	--

**b. Calcul des sections d'armatures :**

Les d'aciers utilisés seront des aciers à haute adhérence (tor) « HA 400 ».

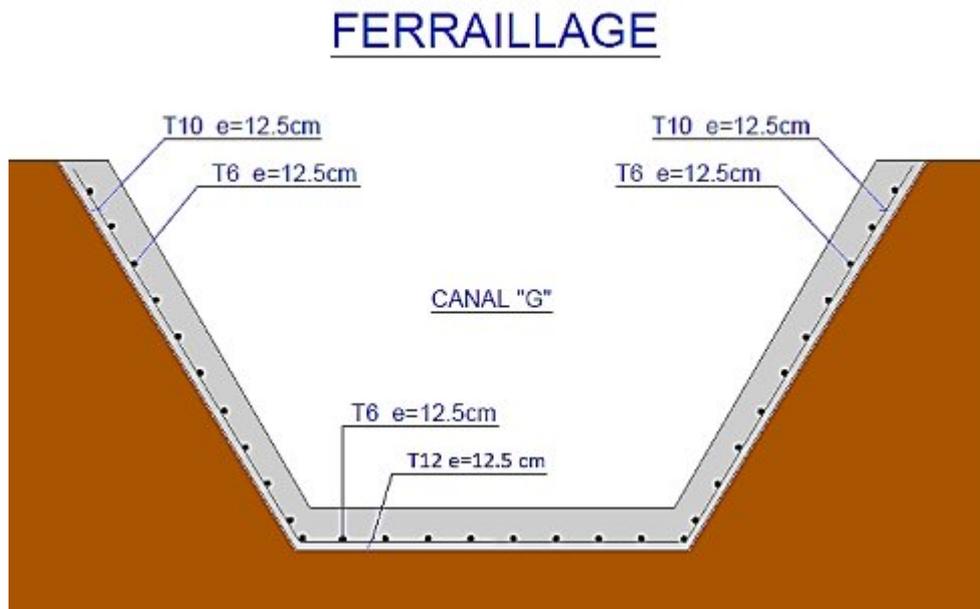
$$M = 2,50457 \text{ t*m.}$$

$= \frac{2,50457 * 10}{141,667 * 100 * 12} = 0,122773039 < = 0,391627$ <p>=&gt; pas besoin d'acier comprimé.</p> $= \frac{1 - \sqrt{1 - 2}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - (2 * 0,122773039)}}{0,8} = 0,164258662$ $= 1 - (0,4 * ) = 0,934296535$ $= 0,002 * 15 * 100 = 3$ $= \frac{2,50457 * 10}{* * 3478,261 * 12 * 0,934296535} = 6,422513695 \approx 6,5$ <p style="text-align: center;">&gt;</p>	(6.11)
---	--------

Le ferrailage du radier des divers canaux nécessite :

⇒ Des aciers tondu horizontaux à haute adhérence d'un diamètre 12 mm avec un espacement de 12,5 cm, pour contrer les diverses charges (T12e12,5).

- ⇒ Des aciers de liaison horizontaux à haute adhérence d'un diamètre 6 mm avec un espacement de 12,5 cm (T6e12,5).
- ⇒ Voir résultats (Figure VI.4) ainsi que (la planche N° 6/6) pour les schémas de coffrage et de ferrailage.



**Figure VI.4 : Schéma de ferrailage des canaux.**

## **VI.6. CALCUL GENIE CIVIL DES AUTRES OUVRAGES EN BETON ARME :**

Ces ouvrages en question sont (les regards du réseau (E.P) « Figure V.7 », les regards d'émissaire « Figure V.8 et V.9 », ainsi que les ouvrage de raccordements « Figure V.10 »).

### **VI.6.1. calcul de stabilité des autres ouvrages en béton armé :**

La stabilité de ces ouvrages, est assurée pour deux raisons :

- Les forces extérieures appliquées sur ces ouvrages s'équilibrent et s'annulent.
- Ces ouvrages sont symétriques et complètement enterrés, avec un poids total inférieure à leurs poids de sol d'excavation.

### **VI.6.2. les calculs de ferrailage des autres ouvrages en béton armé :**

Le calcul de ferrailage de ces ouvrages (les regards du réseau (E.P) « Figure V.7 », les regards d'émissaire « Figure V.8 et V.9 », ainsi que les ouvrages de raccordement « Figure

V.10 »), vu leur nombre important, et la complexité de leur forme, sera réalisé à l'aide de logiciel de calcul des structures en béton et béton armé, qui fonctionne suivant les principes des éléments finis.

Et dans ce but, ces ouvrages en question seront dimensionnés suivant les suppositions suivantes :

- L'effort dû à l'accélération sismique en cas de séisme, sera pris en considération avec un coefficient d'accélération sismique ( $\alpha_s = 0,15$ ), et ceux pour la simple et unique raison que ces ouvrages sont d'une profondeur relativement importante, avec des dimensions considérables.
  - Les aciers utilisés seront des aciers à haute adhérence (tor) « HA 400 ».
  - Les caractéristiques du sol, des bétons et des armatures nécessaires au calcul sont citées précédemment.
- ⇒ Les résultats obtenus sont schématisés dans : (la planche N° 6/6) « les plans de coffrage et de ferrailage ».

## **VI.7. CONCLUSION :**

Au terme de ce chapitre, les résultats consignés dans (la planche N°6/6), intitulée « les plans de coffrage et de ferrailage ». Sont obtenus d'une part par calcul manuel (pour les 3032,79 mètres linéaires de canaux trapézoïdaux à ciel ouvert en béton armé), et d'autre part via une modélisation numérique, par logiciels de calcul des structures en béton et béton armé, dont les principes de fonctionnement sont la méthode des éléments finis (pour les regards de réseau EP, regards d'émissaire, ainsi que les ouvrages de raccordement entre les canaux et le réseau souterrain).

Toutefois, avant la mise en œuvre de ces ouvrages, il est plus avisé d'étayer ces résultats, par l'organisme responsable du contrôle technique de la construction en Algérie (CTC).

# **CHAPITRE VII**

## **ORGANISATION DE CHANTIER**

## VII. ORGANISATION DE CHANTIER :

### VII.1. INTRODUCTION :

Une meilleure connaissance des lieux du chantier contribue énormément à dresser un planning chronologique d'intervention des engins et leur utilisation rationnelle dans les diverses opérations afin de pouvoir répondre aux conditions d'espace et de temps dictées par le marché. C'est dire qu'une bonne organisation du chantier permet des diminutions considérables des coûts des ouvrages.

Une bonne organisation ou une organisation optimale de chantier exige une utilisation rationnelle et correcte d'une main d'œuvre qualifiée et un ensemble des moyens matériels adéquats à mettre en œuvre dans le cadre de la réalisation du projet. Et pour atteindre ces objectifs, il est impératif de :

1. Définir avec précision les méthodes d'exécution et les modes opératoires permettant la mise en œuvre des techniques modernes de construction avec un haut rendement.
2. Opter pour une mécanisation de plus en plus poussée.
3. Disposer d'un personnel employé en quantité et en qualité.
4. Structurer convenablement les postes de travail.
5. Répartir et coordonner les tâches par l'utilisation d'une main d'œuvre spécialisée et qualifiée.

Ce chapitre porte donc sur l'organisation du chantier, de la réalisation du réseau d'aménagement contre les inondations du futur pôle économique de Bethioua, tout en assurant :

1. Une meilleure qualité (étude approfondie, choix de la main d'œuvre, choix des matériaux... etc.).
2. Une rapidité des diverses opérations.
3. Une économie : synchronisation et réduction des tâches.
4. Une organisation de l'utilisation du matériel et du personnel en garantissant leur sécurité.

Ces facteurs sont d'une importance capitale pour la réalisation des ouvrages dans les meilleurs délais et les meilleures conditions.

**VII.2. ORGANISATION TECHNIQUE DE PREPARATION <sup>[11]</sup> :**

Les opérations essentielles de préparation dans l'organisation technique pour la construction hydrotechnique commencent par la préparation des documents qui donnent droit à l'organisme de réaliser les travaux de construction.

L'organisation technique de préparation passe par les étapes suivantes :

- Période de préparation, consiste à établir l'ordre chronologique et la cadence de réalisation des travaux en qualités et en quantités.
- Mesure d'approvisionnement du chantier en matériaux de construction concernant le lieu et la qualité.

**VII.3. ROLES ET RESPONSABILITES DES INTERVENANTS SUR CHANTIER <sup>[11]</sup> :**

Avant de commencer les travaux, il paraît indispensable de rappeler le rôle de chaque intervenant sur chantier.

**VII.3.1. Le maître de l'ouvrage :**

C'est une personne physique ou morale pour le compte duquel sont exécutés les travaux. Son rôle est de définir le but à atteindre (programme), d'organiser un financement, de passer les marchés et de régler les situations des travaux.

**VII.3.2. Le maître d'œuvre :**

C'est une personne physique ou morale, chargée par le maître de l'ouvrage de concevoir l'ouvrage, d'établir le dossier de consultation pour les entreprises, d'assister le maître d'ouvrage dans le dépouillement des offres, de contrôler l'exécution des travaux et de proposer leur réception et leur règlement, après en avoir établi les décomptes.

**VII.3.3. L'entrepreneur :**

Personne physique, titulaire d'un marché de travaux conclu avec le maître de l'ouvrage, chargé de l'exécution des travaux et, parfois, de la conception détaillée des ouvrages. L'entrepreneur est responsable du chantier et de l'ouvrage en cours de construction jusqu'à la réception provisoire.

**VII.3.4. L'organe de contrôle technique :**

Il est sensé contrôler et approuver les plans fournis par le maître d'œuvre avant le lancement des travaux de réalisation, il contrôle aussi les agrégats utilisés et l'exécution de l'ouvrage.

**VII.4. TRAVAUX PREPARATOIRES ET INSTALLATION DE L'ENTREPRISE <sup>[11]</sup> :**

L'implantation d'un chantier nécessite des terrains spacieux, afin de pouvoir aménager les divers aires de stockages, ouvrir des pistes de circulation d'engins, les occupations progressives par les locaux, les engins, les postes fixes de travail. Dans notre cas les travaux à réaliser sont principalement des travaux de voirie, on peut donc distinguer les installations suivantes :

**VII.4.1. Installations destinées au personnel :**

Généralement, ce sont des dortoirs, des réfectoires, des installations sanitaires et des bureaux de chantier. Toutefois vu l'approximation du site d'agglomération qui fourmille de main d'œuvre qualifiée telle que Bethioua, Arzew et Stidia, les installations destinées au personnel peuvent se limiter aux installations sanitaires et aux bureaux de chantier, à condition bien sûr de prévoir le transport des travailleurs.

**VII.4.2. Installations destinées au stockage des matériaux :**

Pour les ciments, nous utilisons soit des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal. Les agrégats peuvent être stockés en plein air. Pour éviter leur mélange et faciliter le dosage du béton on doit prévoir un cloisonnement entre les différents types d'agrégats. Les aciers sont stockés dans des baraquements ou des hangars afin d'éviter leur oxydation...etc.

**VII.4.3. Installations destinées à la réparation des engins :**

Vu l'approximation du site d'agglomération telle que Bethioua, Arzew et Stidia, possédant des garages de maintenance et de réparation qualifiée, il est plus économique de ne pas avoir de telles installations.

**VII.4.4. Installation destinée pour la préfabrication :**

Ces installations ne sont pas obligatoires vu la nature du projet (VRD).

**VII.5. ORDRE D'EXECUTION DES TRAVAUX :**

- Installation du chantier.
- Implantation des axes des différents ouvrages.
- Travaux d'excavation des tranchées.
- Construction des regards et des canaux en dur (B.A).
- Pose et emboitement des conduites en PRV de l'aval à l'amont.
- Vérification de l'étanchéité du réseau souterrain en PRV.
- Remblayage des tranches et compactage.

**VII.6. TRAVAUX DE REALISATION :****VII.6.1. Travaux de transport et de stockage des conduites en PRV :**

Etant assez coûteuses, ces conduites doivent être transportées et stockées avec une grande prudence, ces dernières sont acheminées sur chantier par camion, une fois réceptionnées sur chantier, tous les tuyaux doivent être inspectés. Pour effectuer le déchargement, utiliser un « Manitou » ou dans le cas d'utilisation d'une pelle veillez à attacher les faisceaux, en deux points, par des élingues en nylon. Le stockage des tuyaux doit se faire sur un espace dégagé, relativement plat, afin d'éviter les risques d'accident. Il est conseillé d'utiliser les poutres en bois, employées durant le transport, pour stocker les tuyaux à même le sol.

**VII.6.2. Travaux d'excavations :**

Les différentes opérations d'excavation des tranchées, doivent être faites à l'aide d'une pelle, suivant les axes du réseau tout en respectant les profondeurs citées dans l'étude, ainsi que l'inclinaison des talus des tranchées afin d'éviter les glissements de terre qui peuvent provoquer des accidents de travail.

**VII.6.3. Travaux de pose des conduites en PRV au fond des tranchées :**

La présente proposition est faite sur la base de l'emboîtement par manchonnage PRV des canalisations au fur et à mesure de l'avancement du chantier. Les jonctions sont testées et qualifiées conformément aux normes exigées.

Avant tout assemblage, nettoyer les manchons, les extrémités de tuyau ainsi que les joints. Un assemblage correct est assuré par les butées centrales des manchons, qui assurent un bon positionnement des tuyaux. Néanmoins, un repère visuel extérieur est marqué sur les tuyaux, ce qui permet de voir rapidement la limite d'emboîtement.

Tirer et emboîter les segments de la conduite avec le godet d'une pelle à l'extrémité du tuyau protégée par des cales en bois.

Le principe d'emboîtement des canalisations simplifie la manipulation des tuyaux au fond des tranchées, le poids limité de ces tuyaux par rapport à d'autres matériaux réduit les risques d'accident de travail.

Afin de faciliter la pose, il est conseillé de remblayer la tranchée au fur et à mesure de l'avancement du chantier et de procéder aux contrôles de réception tronçon par tronçon.

#### **VII.6.4. Travaux secondaires :**

Cela consiste au travail dont le besoin est de pouvoir exploiter tous les ouvrages dans les meilleures conditions possibles.

Plantation et reboisement pour protéger le bassin versant des érosions, et diminuer le volume charrié, cela améliore par la même occasion le paysage urbain de la zone en question.

#### **VII.7. LES MOYENS DE CHANTIER <sup>[11]</sup> :**

En ce qui concerne les moyens en personnel, l'entreprise devra indiquer nommément la personne physique responsable du chantier et son intérimaire en précisant leurs titres, références et compétences.

La construction des ouvrages d'aménagement nécessite l'utilisation d'un certain nombre d'engins mécaniques destinés à excaver, remblayer, compacter et transporter les matériaux.

##### **VII.7.1. Les moyens humains :**

En ce qui concerne les moyens humains, indispensables pour la réalisation de l'ouvrage, on doit justifier la mise en place de personnel compétent pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences et leurs expériences.

### **VII.7.2. Les engins nécessaires :**

Dans ce type de travaux (VRD), il est nécessaire que l'entreprise chargée de la réalisation soit équipée des engins suivants :

- Des pelles mécaniques.
- Des chargeurs à pneus ou à chenilles.
- Des compacteurs à rouleau vibrant à guidage manuel.
- Des camions de transport des matériaux.
- Des citernes d'eau.
- Des brises roches et compresseurs.
- Des groupes électrogènes.

Le compactage des remblais à l'intérieur des tranchées, est d'une nécessité absolue, en particulier pour l'émissaire qui passe sous des profondeurs importantes, cela permet de préserver la conduite contre l'aplatissement.

### **VII.7.3. Le matériel de bétonnage :**

Pour les constructions en dur (regard et canaux en B.A), on utilise le plus souvent, des bétonnières pour la fabrication des bétons nécessaires.

### **VII.8. PROGRAMME DES TRAVAUX :**

La réalisation du réseau d'aménagement contre les inondations du futur pôle économique de Bethioua, se fera pendant les deux saisons sèches et sans difficultés particulières (printemps et été).

Pour commencer il faut savoir que la construction de tel réseau débute de l'aval vers l'amont, en passant dans ces cas par les phases suivantes :

- Installation du chantier.
- Implantation des axes du réseau.
- Construction en dur de l'embouchure de l'émissaire à la côte nécessaire, en même temps que le drainage par pompage de l'assiette du pôle économique.
- Plantation et reboisement du bassin versant.
- Début d'excavation des tranchées du réseau (avaloirs, canaux, collecteurs, antennes et émissaire) de l'aval vers l'amont en respectant les diverses profondeurs.
- Construction en dur (B.A) des ouvrages de liaison entre les canaux et collecteurs (bassin de décantation à curage manuelle figure V.10), ainsi que les regards, regards d'émissaire et avaloirs (figure V.6, V.7, V.8 et V.9).
- Pose du lit de sable inférieur 10 cm au minimum au fond des tranches du réseau de l'aval vers l'amont.
- Pose et emboitements des divers segments du réseau, ainsi que la construction en dur des canaux toujours de l'aval vers l'amont.
- Remblayage et compactage au rouleau manuel des remblais, en particulier sur les flancs de la conduite.
- Test d'étanchéité segment par segment.
- Remblayage et enterrement total des conduites.
- Evacuation des déchets de chantier et des volumes de remblais excédentaires, et travaux de finition (pose des divers socles couvrants les divers ouvrages)
- Inspection finale du réseau.
- Déménagement des installations de chantier, et clôture des travaux.

### **VII.9. PLANIFICATION <sup>[11]</sup> :**

**VII.9.1. Définition :**

La planification consiste à rechercher constamment la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre. Son objectif est de s'assurer que tout le travail se fait :

Dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau).

Dans les délais (sans retard).

Economiquement (avec des bénéfices).

**VII.9.2. Techniques de la planification :**

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthode basée sur le réseau.
- Méthode basée sur le graphique.

**VII.9.2.1. Méthode basée sur le réseau :****a. Définition du réseau :**

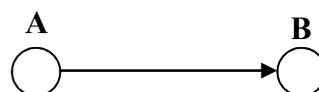
Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui sont indispensables pour l'achèvement de l'objectif de la planification. On distingue deux types de réseaux :

**b. Réseau à flèches :**

L'opération est représentée par une flèche et la liaison entre deux opérations par un cercle appelé "nœud".

**c. Réseau à nœuds :**

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches.



L'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.

***d. Construction du réseau :***

Pour construire un réseau, il convient d'effectuer les cinq (5) opérations suivantes :

- Etablissement d'une liste des tâches.
- Détermination des tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération.
- Construction des graphes partiels.
- Regroupement des graphes partiels.
- Construction du réseau.

**VII.9.2.2. Méthode C.P.M (méthode du chemin critique) :**

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

**1ère phase :** l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré.

**2ème phase :** analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour par jour, selon l'unité de temps retenue.

**3ème phase :** adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

L'utilisation de cette méthode nécessite les étapes suivantes :

- Collecte des informations.
- Décomposition du projet.
- Définition des relations entre les tâches.
- Attribution des durées.
- Construction du réseau.

***a. Les paramètres de la méthode C.P.M :***

Les paramètres indispensables pour l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
-----	----

DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR : Temps de réalisation.  
 DCP : Date de commencement au plus tôt.  
 DCPP : Date de commencement au plus tard.  
 DFP : Date de finition au plus tôt.  
 DFPP : Date de finition au plus tard.  
 MT : Marge totale.

Et :

$$\begin{cases} \text{DFP} = \text{DCP} + \text{TR} \\ \text{DCPP} = \text{DFPP} - \text{TR} \\ \text{MT} = \text{DCP} - \text{DCPP} = \text{DFP} - \text{DFPP} \end{cases} \quad (7.1)$$

**b. Chemin critique (C.C) :**

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle ( $MT = 0$ ). Donc pour retrouver le chemin critique, il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$\Leftrightarrow \begin{cases} \text{MT} = 0 \\ \sum \text{TR}_{\text{C.C}} = \text{D.T.Pcc} \end{cases} \quad (7.2)$$

**c. Attribution des durées de chaque opération :**

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- Le nombre de ressources (moyens humains et matériels).
- Dimensions du projet.

On applique la formule suivante :

$$= \frac{*}{*} \quad (7.3)$$

Avec :

$$\begin{cases} Q = \text{Quantité de travail} \\ N = \text{Rendement} \\ n = \text{Nombre d'équipes} \end{cases}$$

**VII.9.2.3. Plannings :**

Il existe deux types de plan de travail :

**a. Plan de travail au plus tôt :**

Dans ce cas, toutes les opérations commencent en leur date au plus tôt. L'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est bien fournie en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

**b. Plan de travail au plus tard :**

Toutes les opérations commencent à une date au plus tard, les tâches ne sont pas retardées. L'entreprise opte pour ce type de planning lorsque ses moyens sont limités (plus économique).

### VII.9.3. Délai de construction et programme des travaux :

Le délai de construction des ouvrages est déterminé en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le compose, sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement.

La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes tâches c'est-à-dire une recherche constante de la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et des autres moyens mécaniques pour assurer certaines exigences, qui sont :

- Le déroulement du travail dans un ordre correct c'est-à-dire une bonne succession des opérations.
- Le respect des délais de réalisation pour chaque opération.
- Exécution du travail le plus économiquement possible.

### VII.9.4. Symboles des différentes opérations :

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant (Tableau VII.1) :

**Tableau VII.1 : Symboles et durées des opérations.**

Travaux	Opérations	Durée (jours)
Installation de chantier	IC	12
Implantation des axes du réseau	IA	6
Drainage par pompage des eaux stagnantes	DP	18
Canal C	C	24
Canal A	A	18
Canal B	B	24

Collecteurs D	D	54
Canal F	F	12
Canal E	E	30
Collecteurs J2	J2	39
Antenne J2	J22	15
Antenne J1	J21	15
Collecteurs J1	J1	24
Collecteurs I	I	45
Antenne I1	I1	12
Antenne I3	I3	15
Antenne I2	I2	18
Collecteurs H	H	42
Canal G	G	24
Plantation et reboisement du bassin versant	PR	78
Construction de l'embouchure en dur	CE	6
Emissaire R	R	90
Travaux de finition	TF	18
Evacuation des déchets et remblais excédentaires	ED	12
Inspection finale du réseau	IF	6
Déménagements des installations de chantier et clôture des travaux	CT	6

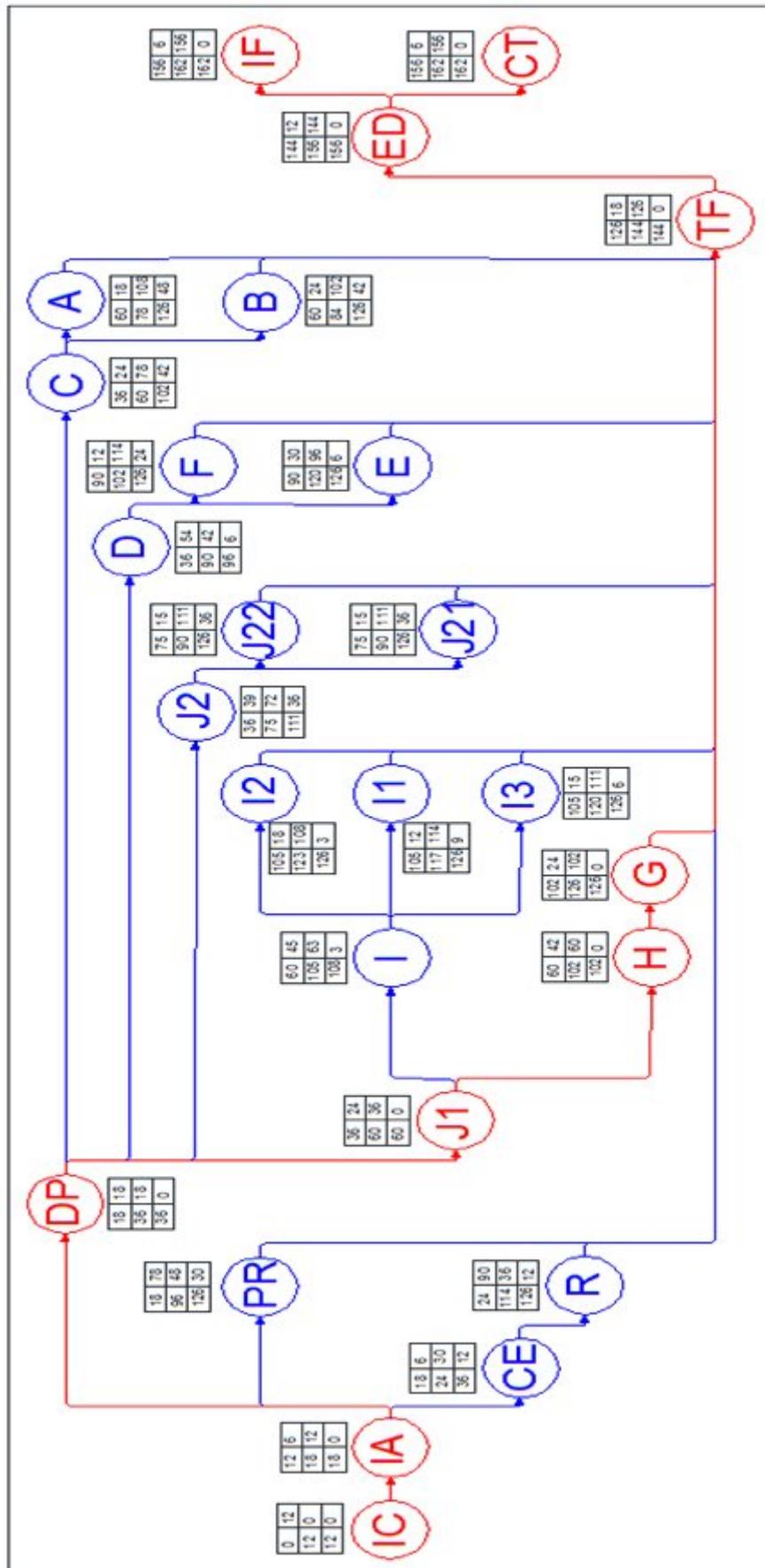
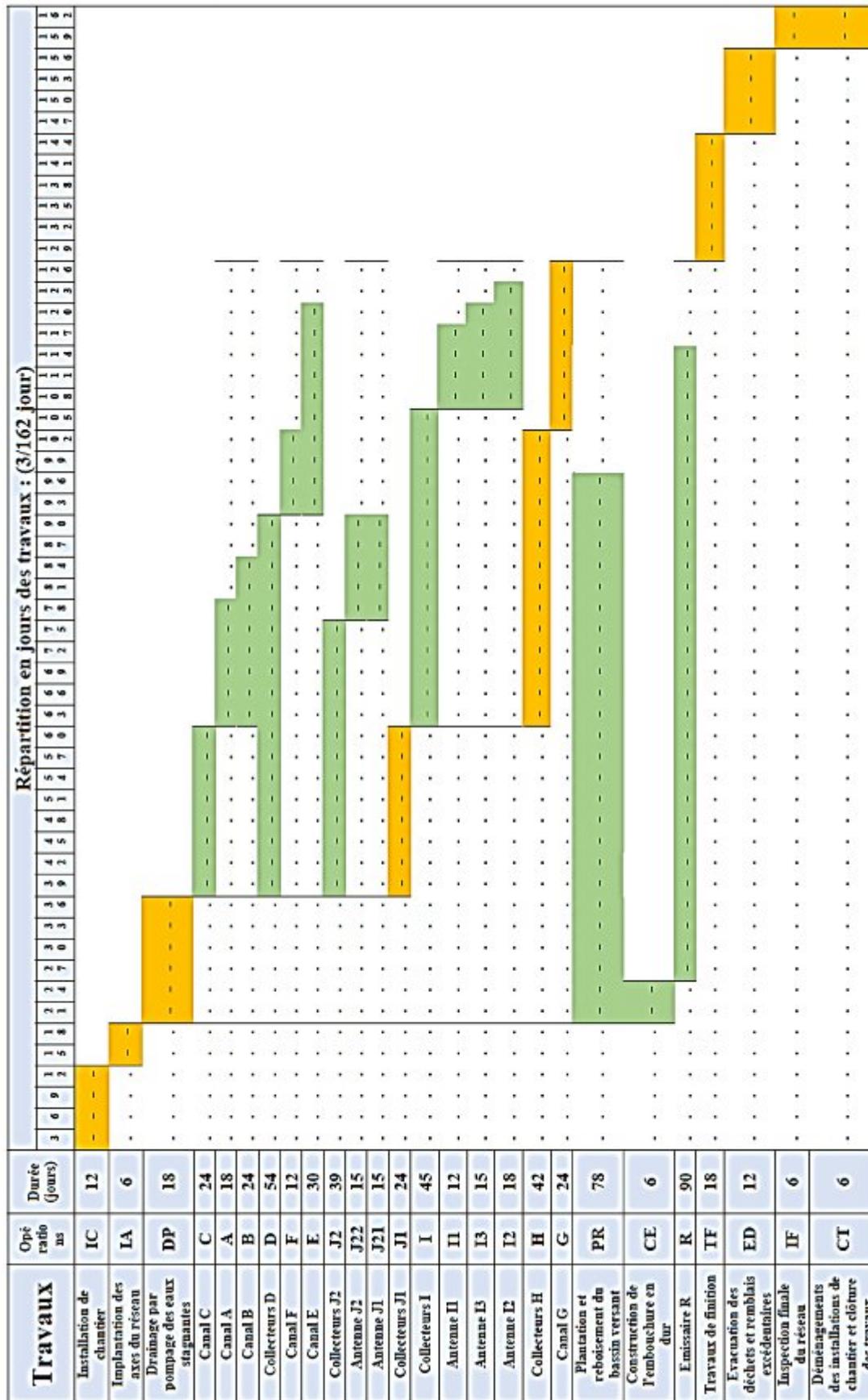


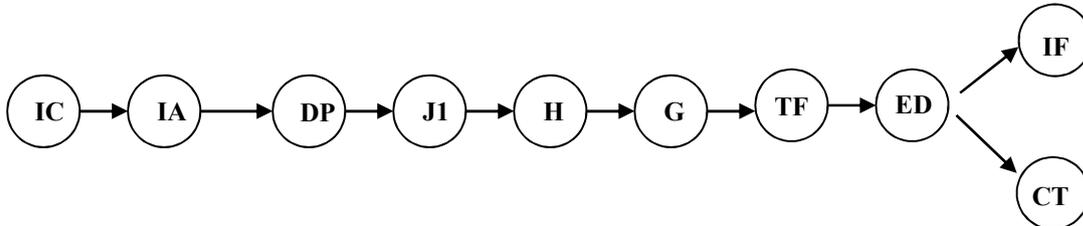
Figure VII.1 : Programme des travaux pour la réalisation du réseau d'aménagement du futur pôle économique de Bethioua contre les inondations (Le réseau à nœuds).

Tableau VII.2 : Programme des travaux pour la réalisation du réseau d'aménagement du futur pôle économique de Bethioua contre les inondations (Le diagramme de Gantt).



### VII.10. DETERMINATION DU CHEMIN CRITIQUE <sup>[11]</sup> :

Le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant une marge totale nulle ( $MT = 0$ ) est visible dans le réseau à nœuds (Figure VII.1) et dans le diagramme de Gantt (Tableau VII.2), est donné par le chemin suivant :



$$DTR = \sum TR = 12+6+18+24+42+24+18+12+6 = 162 \text{ jours de travail.}$$

C'est-à-dire que la durée totale de réalisation du réseau d'aménagement du futur pôle économique de Bethioua contre les inondations est d'environ 27 semaines soit 6 mois et 3 semaines si en compte un jour de week-end par semaine (189 jours = 162 jours de travail + 27 de week-end).

### VII.13. CONCLUSION :

La bonne organisation de chantier permet donc d'optimiser les travaux sur plusieurs niveaux :

- Rapidité d'exécution selon les moyens existants.
- Obtention d'une qualité de travail satisfaisante.
- Eviter les incidents financiers.

Dans le cas de l'aménagement du futur pôle économique de Bethioua contre les inondations, le chantier en question ne pose pas de contraintes spéciales, le site est dégagé et très accessible via plusieurs voies dont la route nationale RN°11, ce qui permettra aux divers engins de terrassement de circuler sans difficulté. Le planning des travaux est là pour permettre une bonne gestion en fonction du temps, des ressources mobilisées sur chantier, toutefois ce planning n'est pas immuable, car le calcul des volumes des travaux ne prend pas en considération les imprévues et incidents qui peuvent se produire sur chantier.

# **CHAPITRE VIII**

## **PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL**

## **VIII. PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL :**

### **VIII.1. INTRODUCTION :**

Les statistiques ont révélé que le monde a connu une augmentation catastrophique des accidents de travail; c'est pour cela qu'il est temps de lui accorder une grande importance afin de garantir un meilleur rendement des entreprises, mais aussi d'économiser les frais d'assurance et de dédommagements des victimes.

Les différents organismes intéressés par la sécurité lors du travail et les services d'inspection ont édité un certain nombre de règlements qui doivent être appliqués sur chantier.

Ces règlements contribuent à limiter au maximum les accidents de travail et donc les dégâts humains et matériels qui en découlent. Pour une sécurité optimale pendant la période de construction, la prévention contre les accidents de travail est indispensable.

### **VIII.2. CONDITION DANGEREUSES DANS LE CHANTIER <sup>[12]</sup> :**

- Installation non protégée ou mal protégée.
- Outillages, engins et équipements en mauvais état.
- Matière défectueuse.
- Protection individuelle inexistante.
- Défauts dans la construction.
- Mauvaise disposition des lieux.
- Stockage irrationnel.
- Eclairage défectueux.
- Facteur d'ambiance impropre.
- Conditions climatiques défavorables.

**VIII.3. ACTION DANGEREUSES <sup>[12]</sup> :**

Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.

Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.

Agir sans prévenir ou sans autorisation.

Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.

Imprudence durant le travail.

Mauvaise utilisation d'un outillage ou d'un engin.

Suivre un rythme de travail inadapté.

Plaisanter ou se quereller.

Adopter une position peu sûre.

**VIII.4. MESURES PREVENTIVES <sup>[12]</sup> :**

La protection du personnel doit être assurée d'une manière bien satisfaisante par les services appropriés.

Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante.

Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixées.

Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors de tout danger.

Les abris doivent être aérés et climatisés.

**VIII.5. PLAN DE SECURITE ADAPTE AUX TRAVAUX DE REALISATION :**

Puisque les travaux d'excavation et de pose sont les travaux qui prennent le plus de temps dans la réalisation du réseau, on propose un plan de sécurité adapté aux travaux généraux, ce plan est résumé dans le tableau suivant (Tableau VIII.1).

Tableau VIII.1 : Objectifs visés et mesures à prendre :

Objectifs visés	Mesures à prendre
Prévenir les risques d'accidents par chutes, et chutes d'engins de terrassement.	Disposition concernant : -La réalisation du chantier de jour, et de nuit. -Les zones interdites au public. - Les précautions particulières à prendre. Réglementation de la circulation, signalisation interne au chantier, (panneaux, repérages, etc...).
Limiter les risques d'incidents lors de l'approvisionnement du chantier. Assurer la stabilité, la consolidation et la reprise des éléments stockés.	Repérage des lignes électriques.
Prévenir les accidents lors de l'utilisation du matériel : Renversment des engins, éboulement des terrains.	Disposition à prendre pour le guidage des camions et des engins notamment lors des manœuvres en marche arrière
Eviter les heurts entre les engins et renversement des engins.	Interdiction de dépassement.
Assurer la stabilité à la conservation et la reprise aisée des éléments stockés.	-Définition des lieux de stockage des divers matériaux. -Moyens de calage des chargements.
Eliminer les surcharges en bordure des fouilles.	Mode de stockage des déblais et leur mode de déchargement.
Prévenir les chutes des objets.	Examen des câbles soumis à des sollicitations particulières.
Prévenir des ruptures des organes de levage.	Disposition et consignes particulières concernant l'entretien des matériels, des installations, les engins et les véhicules.
Heurts des personnes par les outils.	Les travailleurs qui utilisent la pioche ou la pelle dans leurs activités doivent être tenus à une distance suffisante les uns des autres.

### VIII.6. CONCLUSION :

La prévention et la sécurité de travail doivent être prises très au sérieux, l'esprit de sécurité et protection doit être dans chaque employé, dans chaque ouvrier, dans chaque responsable... pour éviter toute perte humaine inutile et limiter au maximum les pertes matérielles, et ne pas se préoccuper uniquement du rendement de travail.

## **CONCLUSION GENERALE**

## **CONCLUSION GENERALE :**

L'objectif de notre étude déjà signalée : est l'aménagement contre les inondations du nouveau pôle économique de Bethioua construit en pleine zone inondable, cette aménagement devrait permettre l'évacuation des débits des eaux pluviales dans des conditions favorables pour éviter les problèmes qui menacent la santé publique et la sécurité des infrastructures.

Par le biais de cette étude, nous avons essayé de consolider et de mettre en pratique toutes les connaissances théoriques acquises en matière d'hydraulique urbaine.

Et c'est dans ce but, nous avons projeté un réseau d'évacuation des eaux pluviales, comportant plusieurs kilomètres de réseaux souterrain à l'intérieur du pôle, combiné à plusieurs autres kilomètres de canaux surfaciques à sa périphérie, et le tout relié à un émissaire qui débouche dans un cours d'eau naturel.

D'après la reconnaissance du site et des données récoltées : les plans d'occupation du sol (parcellaire du pôle économique), ainsi que les données géologiques, topographiques et pluviométriques. Nous avons pu entamer l'étude géotechnique qui a mis en évidence la nature très agressive et corrosive des sols en place ainsi que les eaux qui les lessivent, à la suite de quoi nous avons pu déterminer le débit des eaux pluviales pour une période de retour centennale en mettant en pratique nos connaissances hydrologiques.

Malgré les divers obstacles et difficultés rencontrés au fil de l'étude : terrains agressifs et peu perméable, avec comme principale contrainte sa topographie très plate et sous forme de cuvette où stagnent les eaux de ruissèlement sans aucun exutoire naturel, toutes ces contraintes imposées, nous ont permis de dégager une seule variante faisable sur un plan technico-économique. Cette dernière comporte entre autre l'émissaire sous forme de galerie qui évacue l'intégralité des eaux de ruissellement du bassin versant, plusieurs autres kilomètres de réseau de drainage et canaux de détournement.

Concernant le dimensionnement du réseau, ce dernier, après établissement du tracé qu'il suivra adapté au parcellaire et aux pentes favorables, a été calculé manuellement en mettant en pratique nos connaissances d'hydrauliques fluviales, et vérifié par les logiciels informatiques adéquats.

Pour les éléments du réseau ainsi que les ouvrages annexes : les regards de réseau EP et regards d'émissaire, ainsi que les ouvrages de liaison entre les canaux surfaciques à ciel ouvert et le réseau souterrain, après dimensionnement de ces derniers, nous avons entamé l'étude génie civil de ces ouvrages comportant : l'étude de stabilité et de ferrailage. Et ce, en partie, grâce aux modestes connaissances acquises en béton et béton armé, mais aussi grâce aux logiciels informatiques modernes de calcul des structures.

Enfin, pour l'organisation de chantier nous avons établi un planning des travaux nécessaires à la réalisation de l'aménagement, avec un listing des engins utilisés ainsi que les installations de chantier essentielles, et concernant la protection et sécurité des travaux, nous avons établis un listing des conditions et actions dangereuses à éviter sur chantier.

## **REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES**

**REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES :**

- [1] Laboratoire EURL AGRO - HYD group, « Rapport géotechnique de l'aciérie laminoire tosyali holding iron steel industry », Oran 2010.
- [2] B. TOUAIBIA, « Manuel pratique d'hydrologie », Blida 2004.
- [3] B. HINGRAY, C. PICOUET, A. MUSY, « Hydrologie 2 - Une science pour l'ingénieur », 2009.
- [4] R. BOURRIER, « Les réseaux d'assainissement : Calculs, applications, perspectives », 2008.
- [5] F. ANCTIL, J. ROUSSELLE, N. LAUZON, « Hydrologie : cheminements de l'eau », 2005.
- [6] H. GODART, « Techniques de l'Ingénieur (Réf C 5 195) Adduction et distribution d'eau ».
- [7] A. LENCASTRE, « HYDRAULIQUE GÉNÉRALE », 1996.
- [8] L. COLOMBET, « Techniques de l'Ingénieur (Réf C 4 200) Assainissement des agglomérations ».
- [9] REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA 99 / version 2003.
- [10] J. PERCHAT « Techniques de l'Ingénieur (Réf C 2 315) Béton armé : Règles BAEL, Ouvrages particuliers ».
- [11] J. CERETTI, « Planification par la méthode du chemin critique », Paris 1967.
- [12] V. AMBARTSOUMIAN, « Recommandations méthodiques », 2<sup>ème</sup> édition 1994.

# **ANNEXES**





## ANNEXE 2 : TABLEAUX RECAPITULATIFS DES RESULTATS DES ANALYSES CHIMIQUES DU SOL.

DESIGNATION	SK01	SK01	SK01	SK01	SK01	SK01	SK01	SK01	SK01	SK01
PROFONDEUR (m)	3.00 4.50	4.50 5.00	6.00 6.80	8.00 8.10	9.00 9.45	12.00 13.50	15.28 15.40	15.50 17.20	20.80 21.00	23.96 24.17
CHLORURES Cl <sup>-</sup> (%)					0.177 5	0.156 2		0.163 3		
SULFATES SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> (%)					3.29	2.88		3.70		
CARBONATES CaCO <sub>3</sub> (%)	73	70	57	78	56	58	54	67	79	12
MATIERE ORGANIQUE MO (%)										06
CLASSIFICATION					A4	A4		A4		

DESIGNATION	SK02	SK02	SK02	SK02	SK02	SK02	SK02	SK02	SK02	
PROFONDEUR (m)	3.00 4.50	8.10 8.36	9.00 10.00	11.00 12.50	12.70 13.50	13.80 13.94	16.20 16.40	20.53 20.75		
CHLORURES Cl <sup>-</sup> (%)		0.1349		0.1065			0.1491	0.1775		
SULFATES SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> (%)		3.29		4.11			5.76	3.70		
CARBONATES CaCO <sub>3</sub> (%)	80	38	67	37	62	78	63	79		
MATIERE ORGANIQUE MO (%)										
CLASSIFICATION		A4		A4			A4	A4		

DESIGNATION	SK08	SK08	SK08	SK08	SK08
PROFONDEUR (m)	2.40 4.50	7.50 7.95	8.67 9.00	14.70 17.95	18.00 18.44
CHLORURES Cl <sup>-</sup> (%)				0.1278	0.1562
SULFATES SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> (%)				3.29	7.40
CARBONATES CaCO <sub>3</sub> (%)		81	41	23	65
MATIERE ORGANIQUE MO (%)					48
CLASSIFICATION				A4	A4

DESIGNATION	SK09	SK09	SK09	SK09	SK09	SK09	SK09	SK09	SK09	
PROFONDEUR (m)	3.50 3.80	5.66 5.90	7.00 7.20	8.00 8.20	9.90 10.30	11.50 11.70	13.00 13.50	21.65 21.90		
CHLORURES Cl <sup>-</sup> (%)		0.0923			0.2627	0.1278	0.3976	0.2414		
SULFATES SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> (%)		3.29			3.70	4.52	4.52	4.94		
CARBONATES CaCO <sub>3</sub> (%)	86	41	76	78	48	32	53	60		
MATIERE ORGANIQUE MO (%)										
CLASSIFICATION		A4			A4	A4	A4	A4		

DESIGNATION	SK23	SK23	SK23	SK23						
PROFONDEUR (m)	1.00 1.50	2.00 2.50	4.20 4.30	6.00 6.45	7.50 8.00	9.00 9.70	11.60 11.70	12.00 12.50	13.50 15.50	16.15 16.40
CHLORURES Cl <sup>-</sup> (%)	0.106 5			0.092 3	0.092 3	0.071 0		0.092 3		0.220 1
SULFATES SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> (%)	7.82			4.95	5.35	4.94		7.41		7.41
CARBONATES CaCO <sub>3</sub> (%)	29.50	97	67	25	21	21	58	35.22	27	54
MATIERE ORGANIQUE MO (%)										
CLASSIFICATION	A4			A4	A4	A4		A4		A4

DESIGNATION	SK23	SK23
PROFONDEUR (m)	19.25 19.50	21.00 21.70
CHLORURES Cl <sup>-</sup> (%)		0.2769
SULFATES SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> (%)		6.99
CARBONATES CaCO <sub>3</sub> (%)	EC	57
MATIERE ORGANIQUE MO (%)		
CLASSIFICATION		A4

### ANNEXE 3 : DIAMETRE NORMALISE DES CANALISATIONS EN PRV DISPONIBLE EN VENTE.

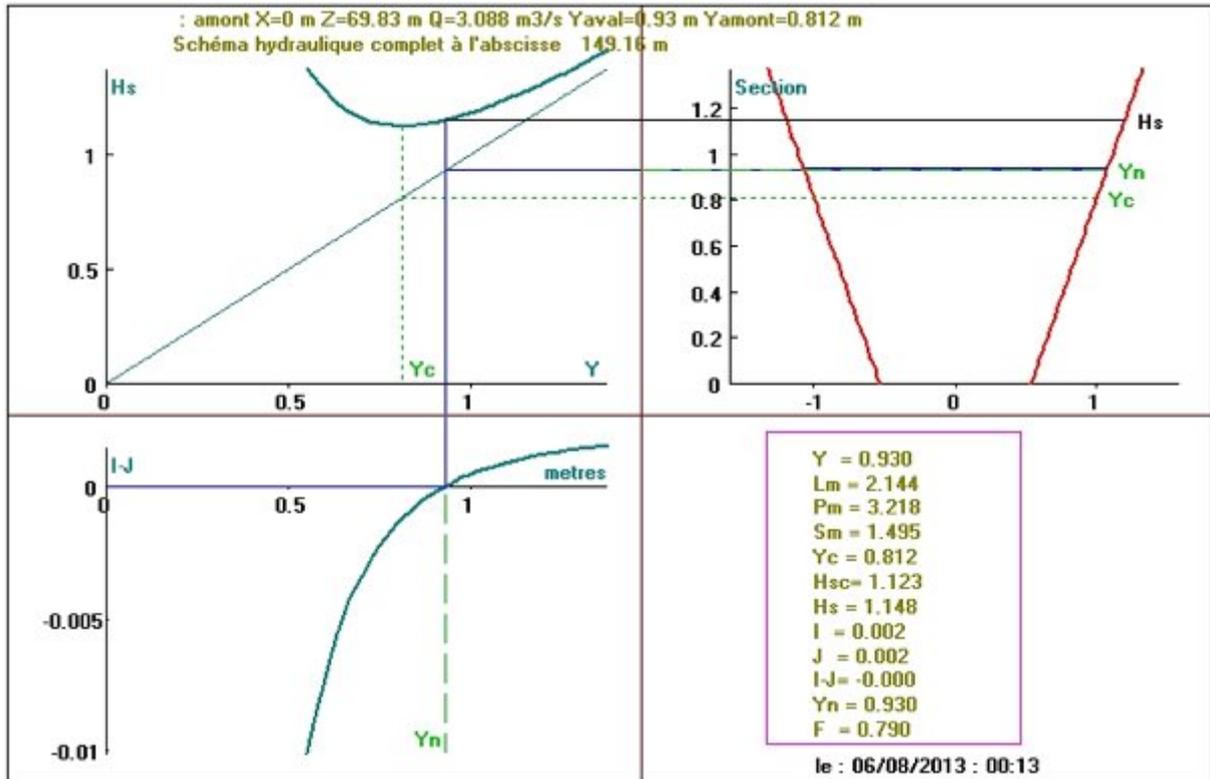
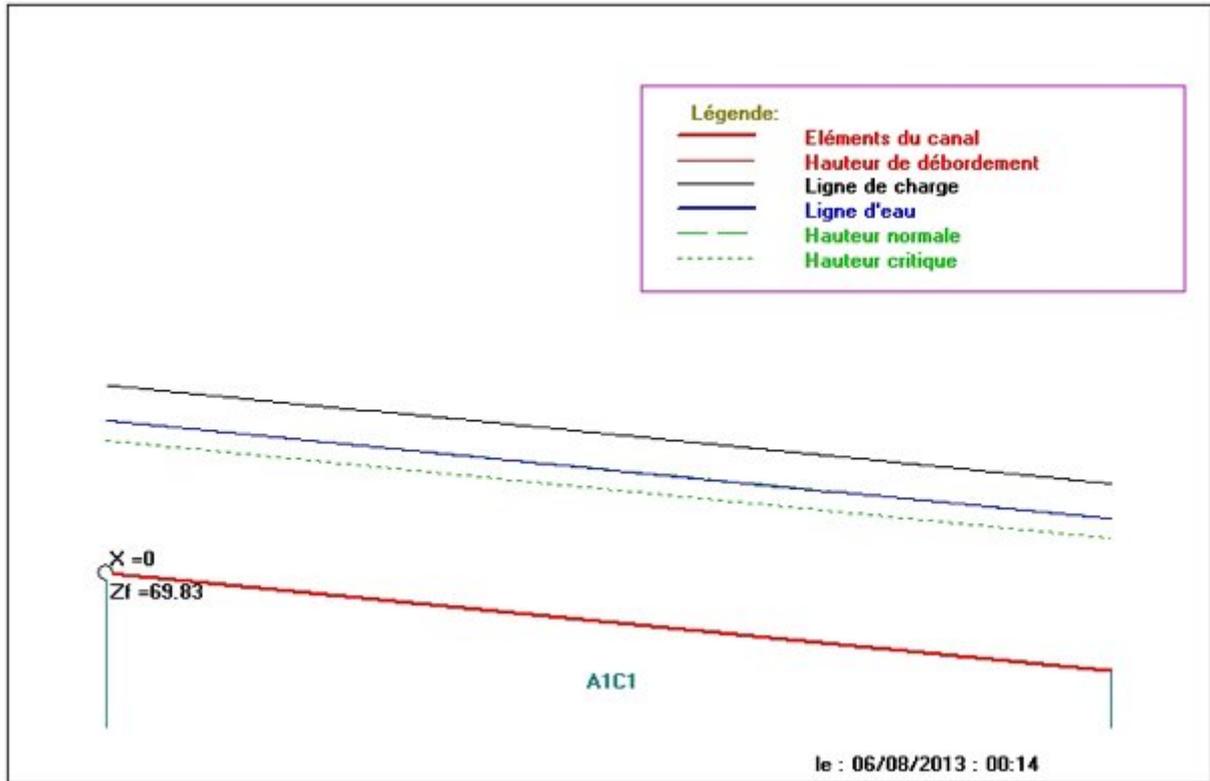
DN	SN 5 000					SN 10 000				
	Epaisseur minimale e (mm)					Epaisseur minimale e (mm)				
	PN 6	PN 10	PN 16	PN 20	PN 25	PN 6	PN 10	PN 16	PN 20	PN 25
150	-	-	-	-	-	4,1	4,1	4,1	-	-
200	-	-	-	-	-	5,3	5,3	5,3	-	-
250	-	-	-	-	-	6,4	6,4	6,4	-	-
300	5,1	5,0	4,7	4,7	4,7	6,1	6,1	5,9	5,8	5,7
350	5,9	5,7	5,4	5,3	5,3	7,1	7,1	6,8	6,6	6,5
400	6,7	6,4	6,0	6,0	5,9	8,0	8,0	7,6	7,4	7,3
450	7,5	7,1	6,6	6,6	6,5	9,0	9,0	8,3	8,2	8,1
500	8,4	7,8	7,3	7,2	7,1	10,0	10,0	9,2	9,0	8,9
600	9,6	8,9	8,4	8,2	8,2	11,7	11,7	10,7	10,4	10,1
700	11,1	10,3	9,6	9,4	9,3	13,7	13,7	12,3	11,9	11,7
800	12,5	11,6	10,9	10,6	-	15,5	15,5	14,0	13,5	13,2
900	14,0	13,2	12,1	-	-	17,3	17,3	15,6	-	-
1000	15,4	14,5	13,3	-	-	19,2	19,2	17,2	-	-
1100	16,9	15,9	14,6	-	-	21,2	21,2	18,9	-	-
1200	18,3	17,3	15,8	-	-	23,0	23,0	20,5	-	-
1300	19,9	18,6	17,0	-	-	24,8	24,8	22,1	-	-
1400	21,4	20,0	18,3	-	-	26,7	26,7	23,7	-	-
1500	22,9	21,3	19,5	-	-	28,4	28,4	25,4	-	-
1600	24,3	22,7	-	-	-	30,3	30,3	27,0	-	-
1700	25,8	24,1	-	-	-	32,1	32,1	-	-	-
1800	27,3	25,4	-	-	-	34,0	34,0	-	-	-
1900	28,7	-	-	-	-	35,8	-	-	-	-
2000	30,1	-	-	-	-	37,6	-	-	-	-
2100	31,6	-	-	-	-	39,5	-	-	-	-
2200	33,1	-	-	-	-	41,3	-	-	-	-
2300	34,5	-	-	-	-	43,1	-	-	-	-
2400	36,0	-	-	-	-	44,9	-	-	-	-
2600	38,9	-	-	-	-	48,6	-	-	-	-
2800	41,8	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Caractéristiques mécaniques										
Longueur unitaire standard des tuyaux en ml						3, 6 ou 12ml				
Type de tuyau						Uni axial donc si réseau pression massif béton obligatoire				
Rigidité Annulaire Spécifique (R.A.S.) N/m <sup>2</sup>						5 000 et/ou 10 000				
Pression nominale PN (bar)						1 et 6				
DN						DN150 a DN2800				
Coefficient de poisson						0,22 si tuyau gravitaire 0,28 si tuyau pression				
Coefficient de fluage en condition humide						0,6				
Allongement maximal admissible en %						0,65				
Déviation angulaire admissible jonctions manchonnées (ASTM D-4161 et ISO DIS 8639)						DN<500 3° 600<DN<900 2° 1000<DN<1800 1° DN>1800 0,5°				

## RESULTATS DE LA LIGNE D'EAU OBTENUE VIA LE LOGICIEL CANAL 21 :

### ANNEXE 4 : Résultats obtenus pour les sections circulaires (collecteurs et émissaire).

Tronçons	Géométrie		Rugosité K	Pente I	Debits		Résultats Hydrauliques										Géométriques			
	type	D mm			Q l/s	H m	H/D %	V m/s	H+(V <sup>2</sup> /2g) m	Fr	J	I-J m/m	Hn m	Hc m	Regime	Lm m	Pm m	Sm m <sup>2</sup>	Rh m	
D1-D35	Cr	1700	90	0,002	5108,4	1,377	81	2,5937	1,7199	0,6815	0,002	0	1,377	1,141	Flu	1,3338	3,8072	1,9695	0,5173	
D35-D48	Cr	1800	90	0,002	5892,5	1,4434	80,18889	2,694	1,8133	0,6967	0,002	0	1,4434	1,208	Flu	1,4349	3,9942	2,1872	0,5476	
D48-R1	Cr	1900	90	0,002	6652,8	1,4895	78,39474	2,7899	1,8862	0,7214	0,002	0	1,4895	1,2661	Flu	1,5639	4,1321	2,3846	0,5771	
H1-H2	Cr	1400	90	0,006	5654,9	1,2473	89,09286	3,9043	2,0242	0,9677	0,006	0	1,2473	1,233	Flu	0,8729	3,4558	1,4484	0,4191	
H2-H8	Cr	1800	90	0,002	5654,9	1,3871	77,06111	2,6874	1,7552	0,7277	0,002	0	1,3871	1,1827	Flu	1,5136	3,8569	2,1042	0,5456	
H8-H32	Cr	1800	90	0,002	6082,6	1,4945	83,02778	2,6932	1,8642	0,6651	0,002	0	1,4945	1,2278	Flu	1,3514	4,1262	2,2585	0,5474	
H32-I1	Cr	1800	90	0,002	6225,1	1,5393	85,51667	2,6865	1,9071	0,6342	0,002	0	1,5393	1,2424	Flu	1,267	4,2494	2,3172	0,5453	
I1-I19	Cr	1100	90	0,002	1473,1	0,8241	74,91818	1,929	1,0137	0,6882	0,002	0	0,8241	0,6813	Flu	0,9537	2,3017	0,7637	0,3318	
I15-I19	Cr	600	90	0,004	380,2	0,4198	69,96667	1,7993	0,5848	0,9268	0,004	0	0,4198	0,4039	Flu	0,5501	1,189	0,2113	0,1777	
I19-I31	Cr	1400	90	0,002	3136,3	1,1734	83,81429	2,2765	1,4375	0,6289	0,002	0	1,1734	0,9384	Flu	1,0314	3,2388	1,3777	0,4254	
I26-I31	Cr	600	90	0,004	427,7	0,4629	77,15	1,8273	0,6331	0,856	0,004	0	0,4629	0,4283	Flu	0,5039	1,2868	0,2341	0,1819	
I31-I52	Cr	1500	90	0,002	3564	1,183	78,86667	2,384	1,4727	0,6889	0,002	0	1,183	0,9836	Flu	1,2247	3,2794	1,495	0,4559	
I44-I52	Cr	600	90	0,004	403,9	0,4405	73,41667	1,8157	0,6085	0,8949	0,004	0	0,4405	0,4165	Flu	0,5302	1,2348	0,2225	0,1802	
I52-I1	Cr	1500	90	0,002	3967,9	1,3772	91,81333	2,3359	1,6553	0,519	0,002	0	1,3772	1,0382	Flu	0,8225	3,8419	1,6886	0,4421	
J1-J8	Cr	2200	90	0,002	10430,6	1,8358	83,44545	3,0779	2,3186	0,6827	0,002	0	1,8358	1,5297	Flu	1,6354	5,0677	3,3689	0,6687	
J8-R1	Cr	2200	90	0,002	10668,2	1,8909	85,95	3,069	2,3709	0,6499	0,002	0	1,8909	1,5473	Flu	1,5291	5,2209	3,4761	0,6658	
J17-J31	Cr	500	90	0,0042	213,8	0,3221	64,42	1,5989	0,4524	0,9659	0,0042	0	0,3221	0,3164	Flu	0,4788	0,9317	0,1337	0,1435	
J24-J31	Cr	500	90	0,0042	213,8	0,3221	64,42	1,5989	0,4524	0,9659	0,0042	0	0,3221	0,3164	Flu	0,4788	0,9317	0,1337	0,1435	
J31-J44	Cr	700	90	0,004	617,8	0,5199	74,27143	2,0158	0,727	0,9095	0,004	0	0,5199	0,4958	Flu	0,612	1,4543	0,3065	0,2107	
J38-J44	Cr	500	90	0,0039	190,1	0,305	61	1,5152	0,422	0,9538	0,0039	0	0,305	0,2976	Flu	0,4877	0,8964	0,1255	0,14	
J44-J52	Cr	900	90	0,003	1045,4	0,6682	74,24444	2,064	0,8854	0,8215	0,003	0	0,6682	0,6051	Flu	0,7871	1,8694	0,5065	0,2709	
J52-J59	Cr	1000	90	0,002	1259,3	0,8232	82,32	1,8207	0,9921	0,6106	0,002	0	0,8232	0,6461	Flu	0,7631	2,2735	0,6917	0,3042	
J59-R1	Cr	1100	90	0,002	1449,4	0,8128	73,89091	1,9251	1,0017	0,6983	0,002	0	0,8128	0,6756	Flu	0,9663	2,276	0,7529	0,3308	
R1-R48	Cr	2600	90	0,0025	18770,4	2,2618	86,99231	3,8281	3,0087	0,73	0,0025	0	2,2618	1,9677	Flu	1,7492	6,2495	4,9034	0,7846	
R48-R58	Cr	2400	90	0,004	18770,4	2,0251	84,37917	4,609	3,1078	0,9626	0,004	0	2,0251	1,9926	Flu	1,7427	5,5894	4,0725	0,7286	

Résultats obtenus pour les sections trapézoïdales (canaux) :



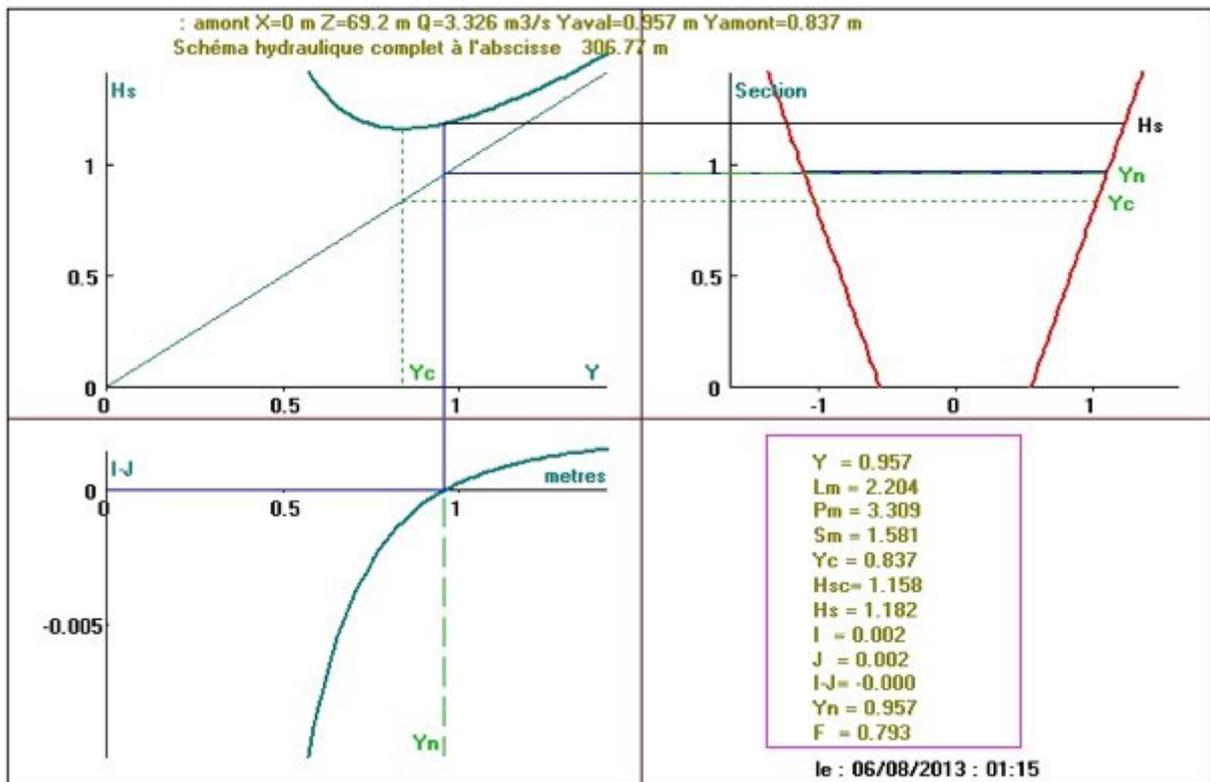
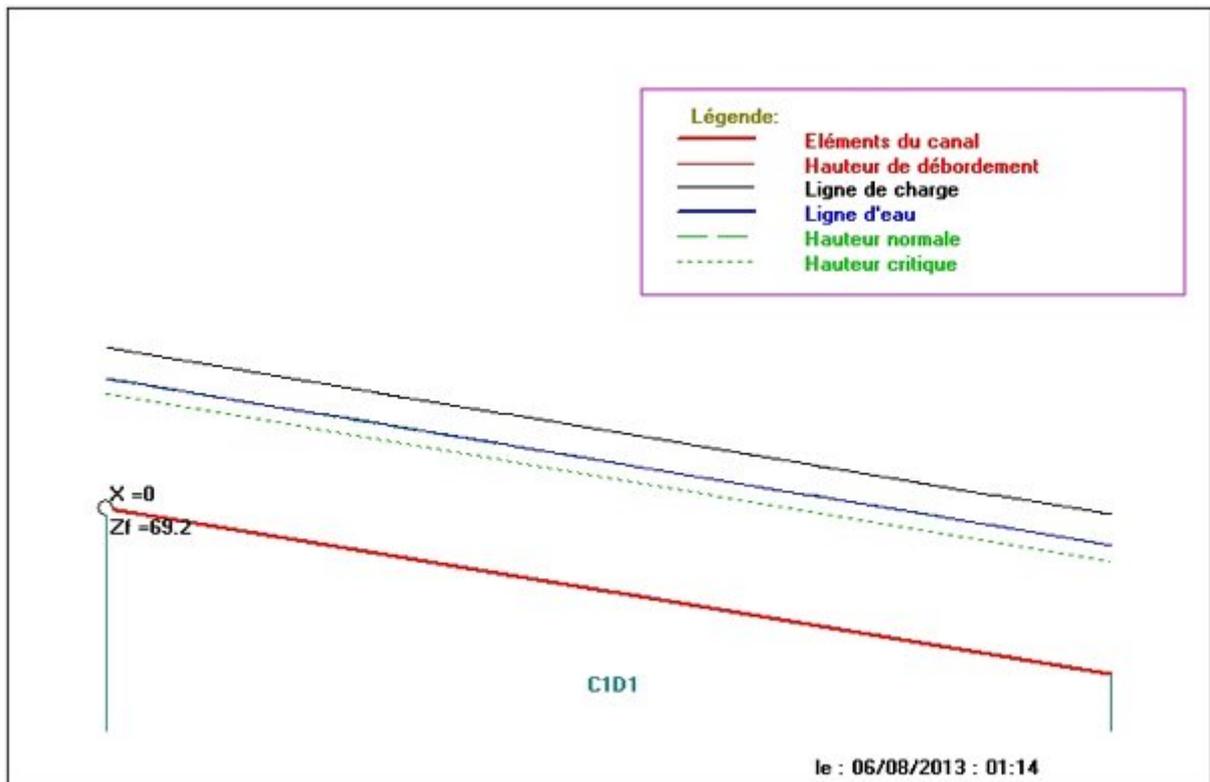
ANNEXE 5 : Canal A1 – C1 (Pente fixe I = Const).

## ANNEXE 6 : Canal B1 – C1 (Pente variable).

canal21: résultats		164 X= 205.880 H <sub>1</sub> = 79.162		0 X= 80.634 H <sub>2</sub> =																
B1-C1																				
abscisse =	0.0 m																			
cote =	80.2 m																			
nombre de pas =	500																			
débit =	0.2 m <sup>3</sup> /s																			
choix topo	mont																			
aval =	0.3173 m																			
amont =	0.2919 m																			
départs éventuels de branches																				
torrentielles : 2																				
no	1	section																		
no	2	section																		
Descriptif de la																				
ligne d'eau																				
no	Elem	x	Zf	Y	V	J	H	Hc	F	reg.	Pm	S	Lm	I	dy/dx	Yc	I-J	HcC	Z	co
0	1	0.00	80.230	0.292	1.480	0.0046	80.634	0.404	1.000	tor	1.054	0.160	0.717	0.011	-14.949	0.292	0.007	0.404	80.522	6.797
20	1	25.42	79.940	0.225	2.064	0.0112	80.383	0.442	1.556	tor	0.900	0.115	0.640	0.011	-0.000	0.292	0.000	0.404	80.165	14.004
40	1	50.83	79.650	0.224	2.078	0.0114	80.095	0.444	1.569	tor	0.897	0.114	0.638	0.011	-0.000	0.292	0.000	0.404	79.874	14.205
60	1	76.25	79.361	0.224	2.078	0.0114	79.805	0.444	1.570	tor	0.897	0.114	0.638	0.011	-0.000	0.292	0.000	0.404	79.585	14.215
77	1	97.86	79.114	0.224	2.078	0.0114	79.559	0.444	1.570	tor	0.897	0.114	0.638	0.011	0.000	0.292	-0.000	0.404	79.338	14.215
78	1	99.13	79.100	0.224	2.078	0.0114	79.544	0.444	1.570	tor	0.897	0.114	0.638	0.011	0.000	0.292	-0.000	0.404	79.324	14.215
79	1	100.40	79.085	0.224	2.078	0.0114	79.530	0.444	1.570	tor	0.897	0.114	0.638	0.011	0.000	0.292	-0.000	0.404	79.309	14.215
80	1	101.67	79.071	0.224	2.078	0.0114	79.515	0.444	1.570	tor	0.897	0.114	0.638	0.011	0.000	0.292	-0.000	0.404	79.295	14.215
81	1	102.94	79.056	0.224	2.078	0.0114	79.501	0.444	1.570	tor	0.897	0.114	0.638	0.011	0.000	0.292	-0.000	0.404	79.280	14.215
82	2	102.94	79.056	0.224	2.078	0.0114	79.501	0.444	1.570	tor	0.897	0.114	0.638	0.003	0.006	0.292	-0.009	0.404	79.280	14.215
84	2	105.48	79.049	0.239	1.912	0.0091	79.475	0.426	1.405	tor	0.932	0.124	0.656	0.003	0.006	0.292	-0.006	0.404	79.288	11.858
100	2	125.82	78.990	0.332	1.250	0.0029	79.402	0.411	0.800	flu	1.146	0.190	0.763	0.003	-0.000	0.292	-0.000	0.404	79.322	4.707
120	2	151.23	78.916	0.332	1.250	0.0029	79.328	0.411	0.801	flu	1.146	0.190	0.763	0.003	-0.000	0.292	-0.000	0.404	79.248	4.712
140	2	176.65	78.843	0.331	1.256	0.0029	79.254	0.411	0.805	flu	1.144	0.189	0.762	0.003	-0.000	0.292	-0.000	0.404	79.173	4.756
159	2	200.80	78.773	0.319	1.317	0.0033	79.180	0.407	0.858	flu	1.117	0.180	0.748	0.003	-0.002	0.292	-0.000	0.404	79.092	5.276
160	2	202.07	78.769	0.317	1.331	0.0034	79.176	0.407	0.869	flu	1.111	0.178	0.745	0.003	-0.002	0.292	-0.001	0.404	79.086	5.392
161	2	203.34	78.765	0.313	1.340	0.0036	79.171	0.406	0.884	flu	1.104	0.176	0.742	0.003	-0.003	0.292	-0.001	0.404	79.079	5.551
162	2	204.61	78.762	0.309	1.376	0.0038	79.167	0.405	0.908	flu	1.093	0.172	0.736	0.003	-0.003	0.292	-0.001	0.404	79.070	5.802
163	2	205.88	78.758	0.292	1.480	0.0046	79.162	0.404	1.000	flu	1.054	0.160	0.717	0.003	-113.071	0.292	-0.002	0.404	79.050	6.794
164	3	205.88	78.758	0.292	1.481	0.0046	79.162	0.404	1.000	tor	1.054	0.160	0.717	0.014	-0.194	0.292	0.009	0.404	79.050	6.800
180	3	226.21	78.481	0.216	2.179	0.0130	78.939	0.458	1.673	tor	0.878	0.109	0.629	0.014	-0.000	0.292	0.001	0.404	78.697	15.765
200	3	251.63	78.136	0.213	2.215	0.0136	78.599	0.463	1.710	tor	0.871	0.107	0.625	0.014	-0.000	0.292	0.000	0.404	78.349	16.337
220	3	277.05	77.790	0.213	2.217	0.0136	78.253	0.463	1.712	tor	0.871	0.107	0.625	0.014	-0.000	0.292	0.000	0.404	78.003	16.370
240	3	302.47	77.444	0.213	2.217	0.0136	77.908	0.463	1.713	tor	0.871	0.107	0.625	0.014	-0.000	0.292	0.000	0.404	77.657	16.372
241	3	303.74	77.427	0.213	2.217	0.0136	77.890	0.463	1.713	tor	0.871	0.107	0.625	0.014	-0.000	0.292	0.000	0.404	77.640	16.372
242	3	305.01	77.410	0.213	2.217	0.0136	77.873	0.463	1.713	tor	0.871	0.107	0.625	0.014	-0.000	0.292	0.000	0.404	77.622	16.372
243	3	306.28	77.393	0.213	2.217	0.0136	77.856	0.463	1.713	tor	0.871	0.107	0.625	0.014	-0.000	0.292	0.000	0.404	77.605	16.372
244	3	307.55	77.375	0.213	2.217	0.0136	77.838	0.463	1.713	tor	0.871	0.107	0.625	0.014	-0.000	0.292	0.000	0.404	77.588	16.372
245	3	308.82	77.358	0.213	2.217	0.0136	77.821	0.463	1.713	tor	0.871	0.107	0.625	0.014	-0.000	0.292	0.000	0.404	77.571	16.372
246	4	308.82	77.358	0.213	2.217	0.0136	77.821	0.463	1.713	tor	0.871	0.107	0.625	0.040	-0.014	0.292	0.027	0.404	77.571	16.372
260	4	326.61	76.639	0.158	3.177	0.0366	77.312	0.673	2.786	tor	0.745	0.075	0.563	0.040	-0.001	0.292	0.004	0.404	76.797	35.974
280	4	352.03	75.612	0.154	3.284	0.0402	76.316	0.704	2.915	tor	0.735	0.072	0.558	0.040	-0.000	0.292	0.000	0.404	75.766	38.693
300	4	377.45	74.585	0.154	3.290	0.0404	75.291	0.705	2.922	tor	0.735	0.072	0.557	0.040	-0.000	0.292	0.000	0.404	74.739	38.839
320	4	402.86	73.559	0.154	3.290	0.0404	74.264	0.705	2.922	tor	0.735	0.072	0.557	0.040	-0.000	0.292	0.000	0.404	73.712	38.847

## ANNEXE 6 : Suite du canal B1 – C1 (Pente variable).

cana11: résultats																					
fichier B1-C1																					
abscisse = 0.0 m																					
cote = 80.2 m																					
nombre de pas = 500																					
débit = 0.2 m3/s																					
choix topo = amont																					
aval = 0.3173 m																					
amont = 0.2919 m																					
départs éventuels de branches torrentielles : 2																					
no	1	section	164	X=	205.880	H5=	79.162														
no	2	section	0	X=	0.000	H5=	80.634														
Descriptif de la ligne d'eau																					
no	Elem	x	Zf	Y	V	J	H	Hs	F	reg-	Pm	S	Lm	I	dy/dx	Yc	LJ	HsC	Z	co	
323	.	4	406.68	73.405	0.154	3.290	0.0404	74.110	0.705	2.922	tor	0.735	0.072	0.557	0.040	-0.000	0.292	0.000	0.404	73.558	38.847
324	.	4	407.95	73.353	0.154	3.290	0.0404	74.059	0.705	2.922	tor	0.735	0.072	0.557	0.040	-0.000	0.292	0.000	0.404	73.507	38.847
325	.	4	409.22	73.302	0.154	3.290	0.0404	74.007	0.705	2.922	tor	0.735	0.072	0.557	0.040	-0.000	0.292	0.000	0.404	73.456	38.847
326	.	4	410.49	73.251	0.154	3.290	0.0404	73.956	0.705	2.922	tor	0.735	0.072	0.557	0.040	-0.000	0.292	0.000	0.404	73.404	38.847
327	.	4	411.76	73.199	0.154	3.290	0.0404	73.905	0.705	2.922	tor	0.735	0.072	0.557	0.040	-0.000	0.292	0.000	0.404	73.353	38.847
328	.	5	411.76	73.199	0.154	3.290	0.0404	73.905	0.705	2.922	tor	0.735	0.072	0.557	0.027	0.002	0.292	-0.013	0.404	73.353	38.847
340	.	5	427.01	72.783	0.169	2.945	0.0297	73.393	0.611	2.512	tor	0.769	0.080	0.575	0.027	0.000	0.292	-0.002	0.404	72.931	30.452
360	.	5	452.43	72.089	0.173	2.863	0.0274	72.679	0.590	2.418	tor	0.779	0.083	0.579	0.027	0.000	0.292	-0.000	0.404	72.262	28.628
380	.	5	477.84	71.395	0.173	2.858	0.0273	71.984	0.589	2.412	tor	0.779	0.083	0.579	0.027	0.000	0.292	-0.000	0.404	71.568	28.514
400	.	5	503.26	70.701	0.173	2.858	0.0273	71.290	0.589	2.412	tor	0.779	0.083	0.580	0.027	0.000	0.292	-0.000	0.404	70.874	28.508
405	.	5	509.62	70.528	0.173	2.858	0.0273	71.117	0.589	2.412	tor	0.779	0.083	0.580	0.027	0.000	0.292	-0.000	0.404	70.701	28.507
406	.	5	510.89	70.493	0.173	2.858	0.0273	71.082	0.589	2.412	tor	0.779	0.083	0.580	0.027	0.000	0.292	-0.000	0.404	70.666	28.507
407	.	5	512.16	70.458	0.173	2.858	0.0273	71.047	0.589	2.412	tor	0.779	0.083	0.580	0.027	0.000	0.292	-0.000	0.404	70.631	28.507
408	.	5	513.43	70.424	0.173	2.858	0.0273	71.013	0.589	2.412	tor	0.779	0.083	0.580	0.027	0.000	0.292	-0.000	0.404	70.597	28.507
409	.	5	514.70	70.389	0.173	2.858	0.0273	70.978	0.589	2.412	tor	0.779	0.083	0.580	0.027	0.000	0.292	-0.000	0.404	70.562	28.507
410	.	6	514.70	70.389	0.173	2.858	0.0273	70.978	0.589	2.412	tor	0.779	0.083	0.580	0.003	0.005	0.292	-0.000	0.404	70.562	28.507
420	.	6	527.38	70.346	0.239	1.913	0.0091	70.772	0.476	1.405	tor	0.932	0.124	0.656	0.003	0.006	0.292	-0.006	0.404	70.385	11.864
422	.	6	529.91	70.337	0.255	1.766	0.0073	70.751	0.414	1.264	tor	0.968	0.134	0.674	0.003	0.007	0.292	-0.004	0.404	70.392	9.971
440	.	6	552.74	70.260	0.317	1.326	0.0034	70.667	0.407	0.865	flu	1.113	0.179	0.746	0.003	-0.000	0.292	-0.000	0.404	70.377	5.356
460	.	6	578.09	70.173	0.317	1.326	0.0034	70.580	0.407	0.865	flu	1.113	0.179	0.746	0.003	-0.000	0.292	-0.000	0.404	70.491	5.356
480	.	6	603.45	70.087	0.317	1.326	0.0034	70.494	0.407	0.865	flu	1.113	0.179	0.746	0.003	-0.000	0.292	-0.000	0.404	70.404	5.356
500	.	6	628.81	70.001	0.317	1.326	0.0034	70.408	0.407	0.865	flu	1.113	0.179	0.746	0.003	0.000	0.292	-0.000	0.404	70.318	5.356



ANNEXE 7 : Canal C1 – D1 (Pente fixe I = Const) :

ANNEXE 8 : Canal E1 – E11 (Pente variable).

canal21: résultats																				
fichier E1-E11																				
abscisse = 0.0 m																				
cote = 80.1 m																				
nombre de pas = 500																				
débit = 0.3 m3/s																				
choix topo = amont																				
aval = nodef m																				
amont = 0.3471 m																				
départs éventuels de branches forcenelles : 1																				
n0 1 section 0 X= 0.000 H0= 80.617																				
Descriptif de la ligne d'eau																				
no	Elem	x	Zf	Y	V	J	H	Hs	F	reg	Pm	S	Lm	I	dy/dx	Yc	I-J	HsC	Z	co
		m	m	m	m/s	m/m	m	m	.	tor	m	m2	m	m/m	m/m	m	m/m	m	m	Pa
0	1	0.00	80.140	0.347	1.598	0.0045	80.617	0.477	1.000	tor	1.201	0.208	0.801	0.017	-27.247	0.347	0.012	0.477	80.487	7.579
20	1	17.83	79.846	0.247	2.491	0.0147	80.409	0.563	1.800	tor	0.969	0.134	0.685	0.017	-0.001	0.347	0.002	0.477	80.092	19.869
40	1	35.67	79.552	0.240	2.579	0.0161	80.130	0.579	1.885	tor	0.954	0.129	0.677	0.017	-0.000	0.347	0.000	0.477	79.791	21.431
45	1	40.12	79.478	0.239	2.586	0.0163	80.058	0.580	1.892	tor	0.953	0.129	0.676	0.017	-0.000	0.347	0.000	0.477	79.717	21.559
46	1	41.02	79.463	0.239	2.587	0.0163	80.044	0.580	1.893	tor	0.952	0.129	0.676	0.017	-0.000	0.347	0.000	0.477	79.702	21.579
47	1	41.91	79.449	0.239	2.588	0.0163	80.029	0.581	1.894	tor	0.952	0.129	0.676	0.017	-0.000	0.347	0.000	0.477	79.688	21.597
48	1	42.80	79.434	0.239	2.589	0.0163	80.015	0.581	1.895	tor	0.952	0.129	0.676	0.017	-0.000	0.347	0.000	0.477	79.673	21.614
49	1	43.69	79.419	0.239	2.590	0.0163	80.000	0.581	1.896	tor	0.952	0.129	0.676	0.017	-0.000	0.347	0.000	0.477	79.658	21.630
50	2	43.69	79.419	0.239	2.590	0.0163	80.000	0.581	1.896	tor	0.952	0.129	0.676	0.018	-0.000	0.347	0.001	0.477	79.658	21.630
60	2	52.61	79.262	0.236	2.630	0.0170	79.851	0.589	1.935	tor	0.945	0.127	0.672	0.018	-0.000	0.347	0.001	0.477	79.498	22.372
80	2	70.44	78.948	0.234	2.656	0.0175	79.542	0.594	1.961	tor	0.941	0.125	0.670	0.018	-0.000	0.347	0.000	0.477	79.183	22.853
95	2	83.81	78.713	0.234	2.661	0.0176	79.308	0.595	1.965	tor	0.940	0.125	0.670	0.018	-0.000	0.347	0.000	0.477	78.947	22.938
96	2	84.71	78.697	0.234	2.661	0.0176	79.292	0.595	1.965	tor	0.940	0.125	0.670	0.018	-0.000	0.347	0.000	0.477	78.931	22.941
97	2	85.60	78.682	0.234	2.661	0.0176	79.276	0.595	1.966	tor	0.940	0.125	0.670	0.018	-0.000	0.347	0.000	0.477	78.915	22.944
98	2	86.49	78.666	0.234	2.661	0.0176	79.261	0.595	1.966	tor	0.940	0.125	0.670	0.018	-0.000	0.347	0.000	0.477	78.900	22.946
99	2	87.38	78.650	0.234	2.661	0.0176	79.245	0.595	1.966	tor	0.940	0.125	0.670	0.018	-0.000	0.347	0.000	0.477	78.884	22.948
100	3	87.38	78.650	0.234	2.661	0.0176	79.245	0.595	1.966	tor	0.940	0.125	0.670	0.009	0.003	0.347	-0.008	0.477	78.884	22.948
120	3	105.21	78.486	0.270	2.222	0.0108	79.007	0.521	1.545	tor	1.023	0.150	0.711	0.009	0.001	0.347	-0.002	0.477	78.756	15.489
140	3	123.05	78.322	0.280	2.116	0.0094	78.830	0.508	1.448	tor	1.047	0.157	0.723	0.009	0.000	0.347	-0.000	0.477	78.602	13.952
145	3	127.50	78.281	0.281	2.108	0.0094	78.789	0.508	1.441	tor	1.049	0.158	0.724	0.009	0.000	0.347	-0.000	0.477	78.562	13.821
146	3	128.40	78.273	0.281	2.107	0.0093	78.780	0.507	1.440	tor	1.049	0.158	0.724	0.009	0.000	0.347	-0.000	0.477	78.554	13.804
147	3	129.29	78.265	0.281	2.106	0.0093	78.772	0.507	1.439	tor	1.049	0.158	0.725	0.009	0.000	0.347	-0.000	0.477	78.546	13.788
148	3	130.18	78.256	0.281	2.105	0.0093	78.764	0.507	1.438	tor	1.050	0.158	0.725	0.009	0.000	0.347	-0.000	0.477	78.538	13.775
149	3	131.07	78.248	0.281	2.104	0.0093	78.755	0.507	1.438	tor	1.050	0.158	0.725	0.009	0.000	0.347	-0.000	0.477	78.530	13.762
150	4	131.07	78.248	0.281	2.104	0.0093	78.755	0.507	1.438	tor	1.050	0.158	0.725	0.005	0.004	0.347	-0.005	0.477	78.530	13.762
160	4	139.99	78.207	0.320	1.783	0.0060	78.689	0.482	1.155	tor	1.138	0.187	0.769	0.005	0.004	0.347	-0.001	0.477	78.527	9.608
180	4	157.82	78.125	0.344	1.618	0.0046	78.603	0.477	1.016	tor	1.194	0.206	0.797	0.005	0.000	0.347	-0.000	0.477	78.469	7.779
195	4	171.19	78.064	0.344	1.618	0.0046	78.541	0.477	1.016	tor	1.194	0.206	0.797	0.005	0.000	0.347	-0.000	0.477	78.408	7.779
196	4	172.09	78.060	0.344	1.618	0.0046	78.537	0.477	1.016	tor	1.194	0.206	0.797	0.005	0.000	0.347	-0.000	0.477	78.404	7.779
197	4	172.98	78.055	0.344	1.618	0.0046	78.533	0.477	1.016	tor	1.194	0.206	0.797	0.005	0.000	0.347	-0.000	0.477	78.399	7.779
198	4	173.87	78.051	0.344	1.618	0.0046	78.529	0.477	1.016	tor	1.194	0.206	0.797	0.005	0.000	0.347	-0.000	0.477	78.395	7.779
199	4	174.76	78.047	0.344	1.618	0.0046	78.525	0.477	1.016	tor	1.194	0.206	0.797	0.005	0.000	0.347	-0.000	0.477	78.391	7.779
200	5	174.76	78.047	0.344	1.618	0.0046	78.525	0.477	1.016	tor	1.194	0.206	0.797	0.008	-0.098	0.347	0.003	0.477	78.391	7.779
220	5	192.59	77.908	0.298	1.952	0.0076	78.401	0.492	1.302	tor	1.088	0.171	0.744	0.008	-0.000	0.347	0.000	0.477	78.206	11.658
240	5	210.43	77.769	0.296	1.968	0.0078	78.263	0.494	1.316	tor	1.084	0.169	0.742	0.008	-0.000	0.347	0.000	0.477	78.065	11.909

ANNEXE 8 : Suite du canal E1 – E11 (Pente variable).

canal11: résultats  
 fichier E1-E11  
 abscisse = 0.0 m  
 cote = 80.1 m  
 nombre de pas = 500  
 débit = 0.3 m³/s

Descriptif de la ligne  
 d'eau

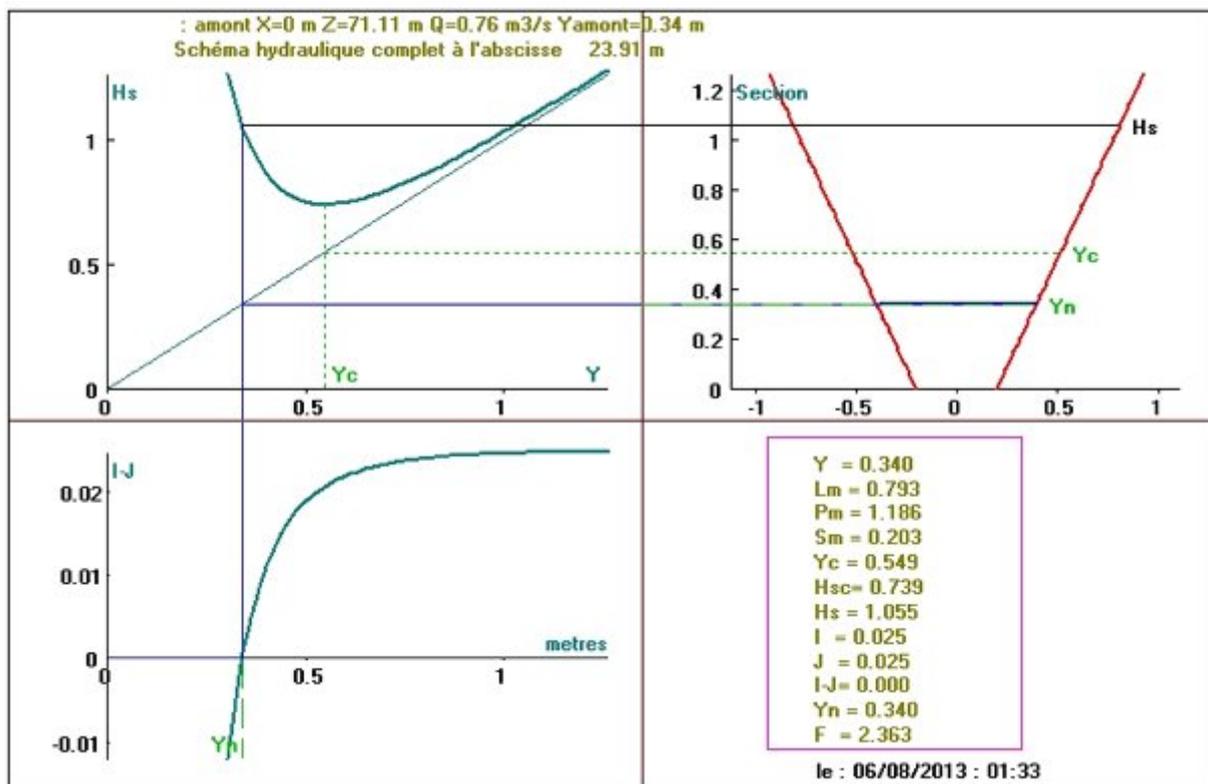
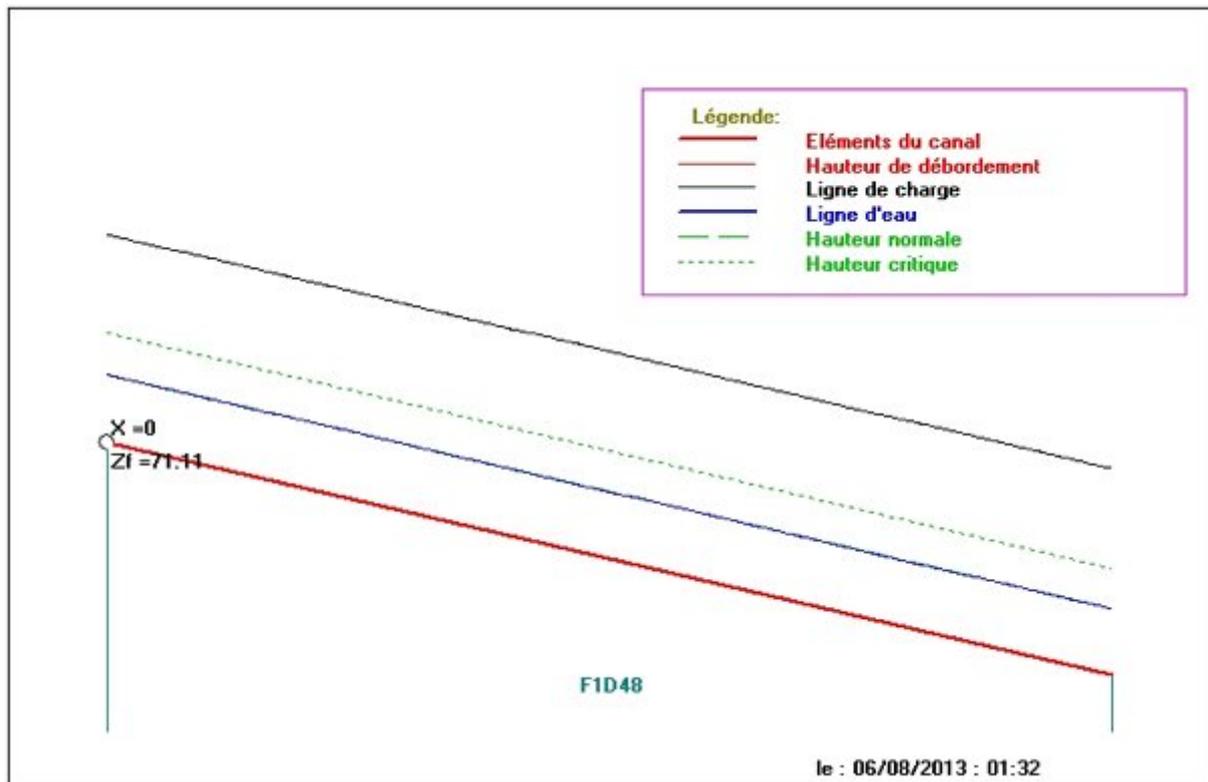
no	Elem	x	Zf	Y	V	J	H	Hs	F	reg.	Fm	S	Lm	I	dv/dx	Yc	I-J	HsC	Z	co
		m	m	m	m/s	m/m	m	m		tor	m	m²	m	m/m	m/m	m	m/m	m	m	Pa
245	5	214.88	77.734	0.296	1.969	0.0078	78.228	0.494	1.317	tor	1.084	0.169	0.742	0.008	-0.000	0.347	0.000	0.477	78.030	11.920
246	5	215.78	77.727	0.296	1.969	0.0078	78.221	0.494	1.317	tor	1.084	0.169	0.742	0.008	-0.000	0.347	0.000	0.477	78.024	11.921
247	5	216.67	77.720	0.296	1.970	0.0078	78.214	0.494	1.317	tor	1.084	0.169	0.742	0.008	-0.000	0.347	0.000	0.477	78.017	11.922
248	5	217.56	77.713	0.296	1.970	0.0078	78.207	0.494	1.317	tor	1.084	0.169	0.742	0.008	-0.000	0.347	0.000	0.477	78.010	11.924
249	5	218.45	77.706	0.296	1.970	0.0078	78.200	0.494	1.317	tor	1.084	0.169	0.742	0.007	0.001	0.347	-0.000	0.477	78.003	11.925
250	6	227.37	77.641	0.300	1.938	0.0075	78.133	0.491	1.289	tor	1.092	0.172	0.746	0.007	0.000	0.347	-0.000	0.477	77.941	11.507
280	6	245.20	77.511	0.302	1.924	0.0073	78.001	0.490	1.277	tor	1.096	0.173	0.748	0.007	0.000	0.347	-0.000	0.477	77.813	11.330
295	6	258.57	77.414	0.302	1.923	0.0073	77.904	0.490	1.276	tor	1.097	0.173	0.748	0.007	0.000	0.347	-0.000	0.477	77.715	11.314
296	6	259.47	77.407	0.302	1.923	0.0073	77.897	0.490	1.276	tor	1.097	0.173	0.748	0.007	0.000	0.347	-0.000	0.477	77.709	11.314
297	6	260.36	77.401	0.302	1.923	0.0073	77.891	0.490	1.276	tor	1.097	0.173	0.748	0.007	0.000	0.347	-0.000	0.477	77.702	11.314
298	6	261.25	77.394	0.302	1.923	0.0073	77.884	0.490	1.276	tor	1.097	0.173	0.748	0.007	0.000	0.347	-0.000	0.477	77.696	11.313
299	6	262.14	77.388	0.302	1.922	0.0073	77.878	0.490	1.276	tor	1.097	0.173	0.748	0.007	0.000	0.347	-0.000	0.477	77.689	11.313
300	7	262.14	77.388	0.302	1.922	0.0073	77.878	0.490	1.276	tor	1.097	0.173	0.748	0.009	-0.003	0.347	0.002	0.477	77.689	11.313
320	7	279.97	77.223	0.284	2.075	0.0090	77.727	0.504	1.411	tor	1.057	0.160	0.728	0.009	-0.000	0.347	0.000	0.477	77.508	13.351
340	7	297.81	77.059	0.283	2.092	0.0092	77.565	0.506	1.427	tor	1.053	0.159	0.726	0.009	-0.000	0.347	0.000	0.477	77.342	13.595
345	7	302.26	77.018	0.283	2.093	0.0092	77.524	0.506	1.428	tor	1.052	0.159	0.726	0.009	-0.000	0.347	0.000	0.477	77.301	13.611
346	7	303.16	77.010	0.283	2.093	0.0092	77.516	0.506	1.428	tor	1.052	0.159	0.726	0.009	-0.000	0.347	0.000	0.477	77.293	13.613
347	7	304.05	77.002	0.283	2.094	0.0092	77.508	0.506	1.428	tor	1.052	0.159	0.726	0.009	-0.000	0.347	0.000	0.477	77.284	13.615
348	7	304.94	76.994	0.282	2.094	0.0092	77.500	0.506	1.428	tor	1.052	0.159	0.726	0.009	-0.000	0.347	0.000	0.477	77.276	13.617
349	7	305.83	76.986	0.282	2.094	0.0092	77.492	0.506	1.428	tor	1.052	0.159	0.726	0.009	-0.000	0.347	0.000	0.477	77.268	13.619
350	8	305.83	76.986	0.282	2.094	0.0092	77.492	0.506	1.428	tor	1.052	0.159	0.726	0.009	-0.000	0.347	0.000	0.477	77.268	13.619
360	8	314.75	76.904	0.282	2.095	0.0092	77.410	0.506	1.429	tor	1.052	0.159	0.726	0.009	-0.000	0.347	0.000	0.477	77.186	13.630
380	8	332.58	76.739	0.282	2.095	0.0092	77.246	0.506	1.429	tor	1.052	0.159	0.726	0.009	-0.000	0.347	0.000	0.477	77.022	13.635
395	8	345.95	76.616	0.282	2.095	0.0092	77.123	0.506	1.429	tor	1.052	0.159	0.726	0.009	-0.000	0.347	0.000	0.477	76.899	13.636
396	8	346.85	76.608	0.282	2.095	0.0092	77.114	0.506	1.429	tor	1.052	0.159	0.726	0.009	-0.000	0.347	0.000	0.477	76.891	13.636
397	8	347.74	76.600	0.282	2.095	0.0092	77.106	0.506	1.429	tor	1.052	0.159	0.726	0.009	-0.000	0.347	0.000	0.477	76.882	13.636
398	8	348.63	76.592	0.282	2.095	0.0092	77.098	0.506	1.429	tor	1.052	0.159	0.726	0.009	-0.000	0.347	0.000	0.477	76.874	13.636
399	8	349.52	76.584	0.282	2.095	0.0092	77.090	0.506	1.429	tor	1.052	0.159	0.726	0.009	-0.000	0.347	0.000	0.477	76.866	13.636
400	9	349.52	76.584	0.282	2.095	0.0092	77.090	0.506	1.429	tor	1.052	0.159	0.726	0.029	-0.019	0.347	0.019	0.477	76.866	13.636
420	9	367.00	76.084	0.212	3.011	0.0246	76.758	0.674	2.320	tor	0.889	0.111	0.644	0.029	-0.001	0.347	0.004	0.477	76.296	30.048
440	9	384.47	75.584	0.204	3.146	0.0278	76.293	0.709	2.462	tor	0.872	0.106	0.636	0.029	-0.000	0.347	0.001	0.477	75.788	33.077
446	9	389.71	75.434	0.204	3.159	0.0281	76.146	0.712	2.476	tor	0.870	0.105	0.635	0.029	-0.000	0.347	0.001	0.477	75.638	33.372
447	9	390.59	75.409	0.204	3.161	0.0281	76.122	0.713	2.477	tor	0.870	0.105	0.635	0.029	-0.000	0.347	0.000	0.477	75.613	33.409
448	9	391.46	75.384	0.204	3.162	0.0282	76.097	0.713	2.479	tor	0.870	0.105	0.635	0.029	-0.000	0.347	0.000	0.477	75.588	33.443
449	9	392.34	75.359	0.203	3.163	0.0282	76.073	0.714	2.480	tor	0.870	0.105	0.635	0.029	-0.000	0.347	0.000	0.477	75.563	33.475
450	9	393.21	75.334	0.203	3.165	0.0282	76.048	0.714	2.482	tor	0.870	0.105	0.635	0.029	-0.000	0.347	0.000	0.477	75.537	33.504
451	10	393.21	75.334	0.203	3.165	0.0282	76.048	0.714	2.482	tor	0.870	0.105	0.635	0.028	0.000	0.347	-0.001	0.477	75.537	33.504
460	10	401.23	75.113	0.204	3.149	0.0279	75.823	0.710	2.465	tor	0.871	0.106	0.636	0.028	0.000	0.347	-0.000	0.477	75.318	33.149
480	10	419.07	74.633	0.205	3.138	0.0276	75.330	0.707	2.453	tor	0.873	0.106	0.636	0.028	0.000	0.347	-0.000	0.477	74.828	32.883
500	10	436.90	74.133	0.205	3.135	0.0275	74.839	0.706	2.451	tor	0.873	0.106	0.636	0.028	0.000	0.347	-0.000	0.477	74.338	32.829

## ANNEXE 9 : Canal E11 – D35 (Pente variable).

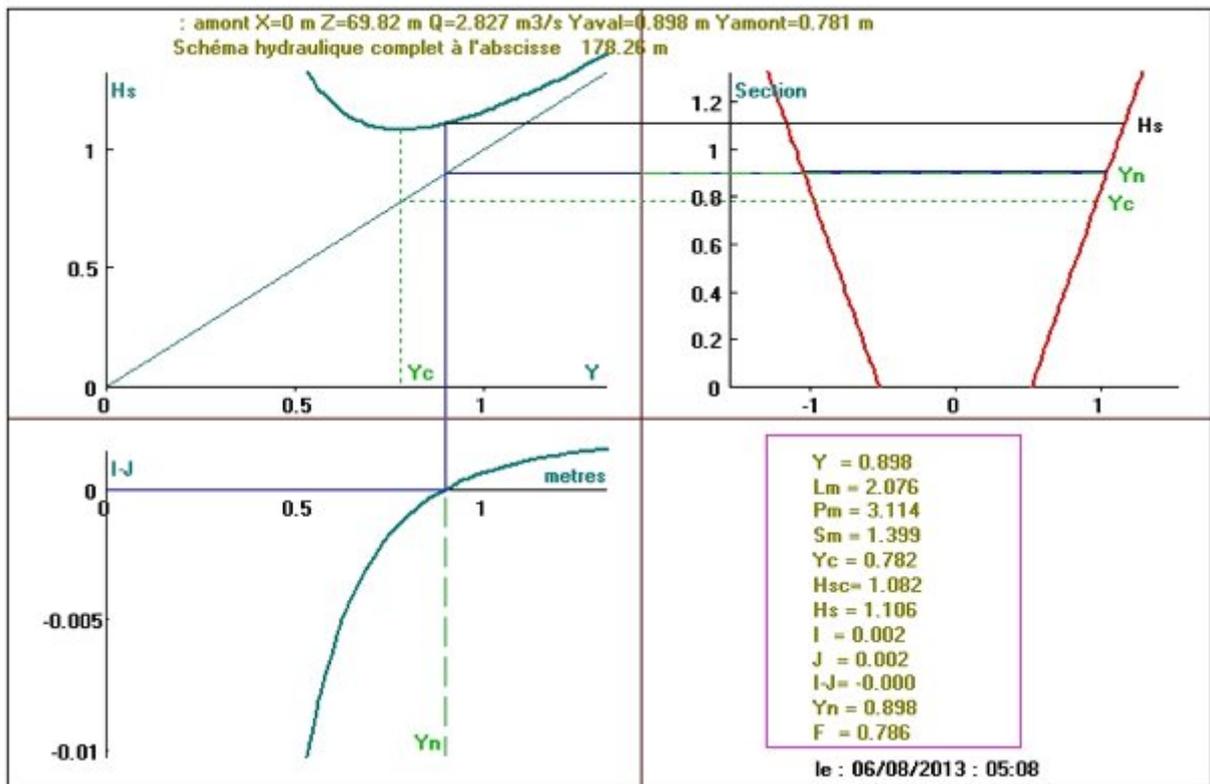
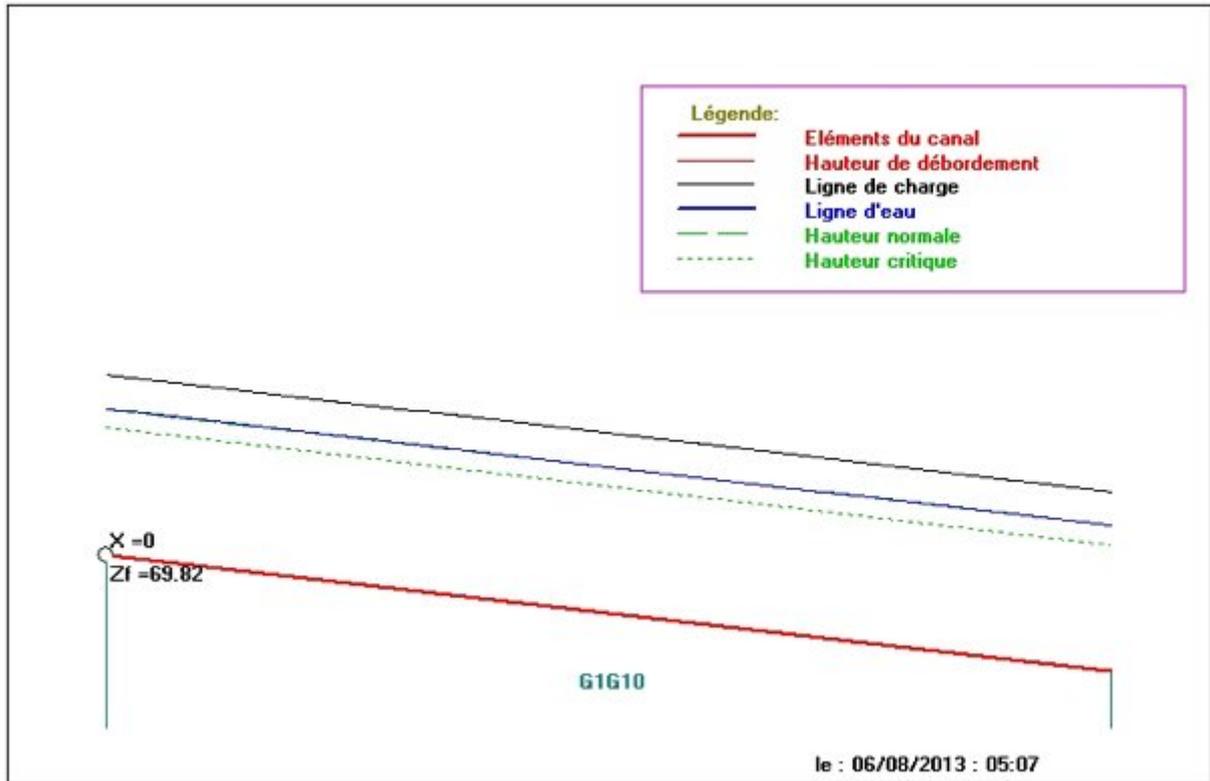
canal21: résultats																				
fichier E11-D35																				
abscisse = 0.0 m																				
cote = 74.1 m																				
nombre de pas = 500																				
débit = 0.8 m3/s																				
choix topo = amont																				
aval = 0.5564 m																				
amont = 0.4621 m																				
départs éventuels de branches torrentielles : 1																				
n° 1 section 0 X= 0.000 Hc= 74.781																				
Descriptif de la ligne d'eau																				
no	Elem	x	Zf	Y	V	J	H	Hs	F	reg.	Pm	S	Lm	I	dy/dx	Yc	I-J	HsC	Z	co
		m	m	m	m/s	m/m	m	m			m	m2	m	m/m	m/m	m	m/m	m	m	Pa
0	1	0.00	74.140	0.462	1.872	0.0038	74.781	0.641	1.000	tor	1.707	0.419	1.173	0.045	2955.584	0.462	0.041	0.641	74.602	9.257
20	1	17.52	73.357	0.250	4.003	0.0309	74.423	1.066	2.782	tor	1.217	0.196	0.928	0.045	-0.002	0.462	0.014	0.641	73.607	48.737
40	1	35.04	72.574	0.231	4.393	0.0401	73.788	1.214	3.161	tor	1.173	0.178	0.906	0.045	-0.001	0.462	0.005	0.641	72.805	59.806
45	1	39.42	72.378	0.229	4.436	0.0412	73.610	1.232	3.204	tor	1.169	0.177	0.904	0.045	-0.000	0.462	0.004	0.641	72.607	61.123
46	1	40.29	72.339	0.229	4.444	0.0414	73.574	1.235	3.211	tor	1.168	0.176	0.904	0.045	-0.000	0.462	0.003	0.641	72.568	61.345
47	1	41.17	72.300	0.228	4.451	0.0416	73.538	1.238	3.218	tor	1.167	0.176	0.903	0.045	-0.000	0.462	0.003	0.641	72.528	61.554
48	1	42.04	72.261	0.228	4.457	0.0417	73.501	1.241	3.224	tor	1.166	0.176	0.903	0.045	-0.000	0.462	0.003	0.641	72.489	61.753
49	1	42.92	72.221	0.228	4.463	0.0419	73.464	1.243	3.231	tor	1.166	0.176	0.903	0.045	-0.000	0.462	0.003	0.641	72.449	61.940
50	2	42.92	72.221	0.228	4.463	0.0419	73.464	1.243	3.231	tor	1.166	0.176	0.903	0.042	0.000	0.462	-0.000	0.641	72.449	61.940
60	2	51.68	71.856	0.228	4.460	0.0418	73.098	1.242	3.223	tor	1.167	0.176	0.903	0.042	0.000	0.462	-0.000	0.641	72.084	61.838
80	2	69.20	71.126	0.228	4.457	0.0417	72.366	1.240	3.224	tor	1.166	0.176	0.903	0.042	0.000	0.462	-0.000	0.641	71.354	61.747
95	2	82.34	70.578	0.228	4.456	0.0417	71.818	1.240	3.223	tor	1.167	0.176	0.903	0.042	0.000	0.462	-0.000	0.641	70.806	61.722
96	2	83.21	70.541	0.228	4.456	0.0417	71.781	1.240	3.223	tor	1.167	0.176	0.903	0.042	0.000	0.462	-0.000	0.641	70.769	61.721
97	2	84.09	70.505	0.228	4.456	0.0417	71.745	1.240	3.223	tor	1.167	0.176	0.903	0.042	0.000	0.462	-0.000	0.641	70.733	61.720
98	2	84.96	70.468	0.228	4.456	0.0417	71.708	1.240	3.223	tor	1.167	0.176	0.903	0.042	0.000	0.462	-0.000	0.641	70.696	61.720
99	2	85.84	70.432	0.228	4.456	0.0417	71.672	1.240	3.223	tor	1.167	0.176	0.903	0.042	0.000	0.462	-0.000	0.641	70.660	61.718
100	3	85.84	70.432	0.228	4.456	0.0417	71.672	1.240	3.223	tor	1.167	0.176	0.903	0.032	0.001	0.462	-0.009	0.641	70.660	61.718
120	3	103.36	69.864	0.239	4.207	0.0355	71.006	1.142	2.979	tor	1.193	0.186	0.916	0.032	0.000	0.462	-0.003	0.641	70.104	54.379
140	3	120.88	69.297	0.244	4.119	0.0334	70.405	1.109	2.894	tor	1.203	0.190	0.921	0.032	0.000	0.462	-0.001	0.641	69.540	51.910
145	3	125.26	69.155	0.244	4.108	0.0332	70.259	1.105	2.883	tor	1.204	0.191	0.922	0.032	0.000	0.462	-0.001	0.641	69.399	51.609
146	3	126.13	69.126	0.244	4.107	0.0332	70.230	1.104	2.881	tor	1.204	0.191	0.922	0.032	0.000	0.462	-0.001	0.641	69.371	51.558
147	3	127.01	69.098	0.245	4.105	0.0331	70.201	1.103	2.880	tor	1.205	0.191	0.922	0.032	0.000	0.462	-0.001	0.641	69.342	51.510
148	3	127.88	69.069	0.245	4.103	0.0331	70.172	1.103	2.878	tor	1.205	0.191	0.922	0.032	0.000	0.462	-0.001	0.641	69.314	51.464
149	3	128.76	69.041	0.245	4.102	0.0330	70.143	1.102	2.877	tor	1.205	0.191	0.922	0.032	0.000	0.462	-0.001	0.641	69.286	51.421
150	4	128.76	69.041	0.245	4.102	0.0330	70.143	1.102	2.877	tor	1.205	0.191	0.922	0.010	0.003	0.462	-0.023	0.641	69.286	51.421
160	4	137.52	68.954	0.271	3.639	0.0236	69.899	0.945	2.442	tor	1.265	0.215	0.952	0.010	0.003	0.462	-0.014	0.641	69.224	39.516
180	4	155.04	68.778	0.310	3.084	0.0150	69.574	0.795	1.952	tor	1.357	0.254	0.998	0.010	0.002	0.462	-0.005	0.641	69.089	27.510

## ANNEXE 9 : Suite du canal E11 – D35 (Pente variable).

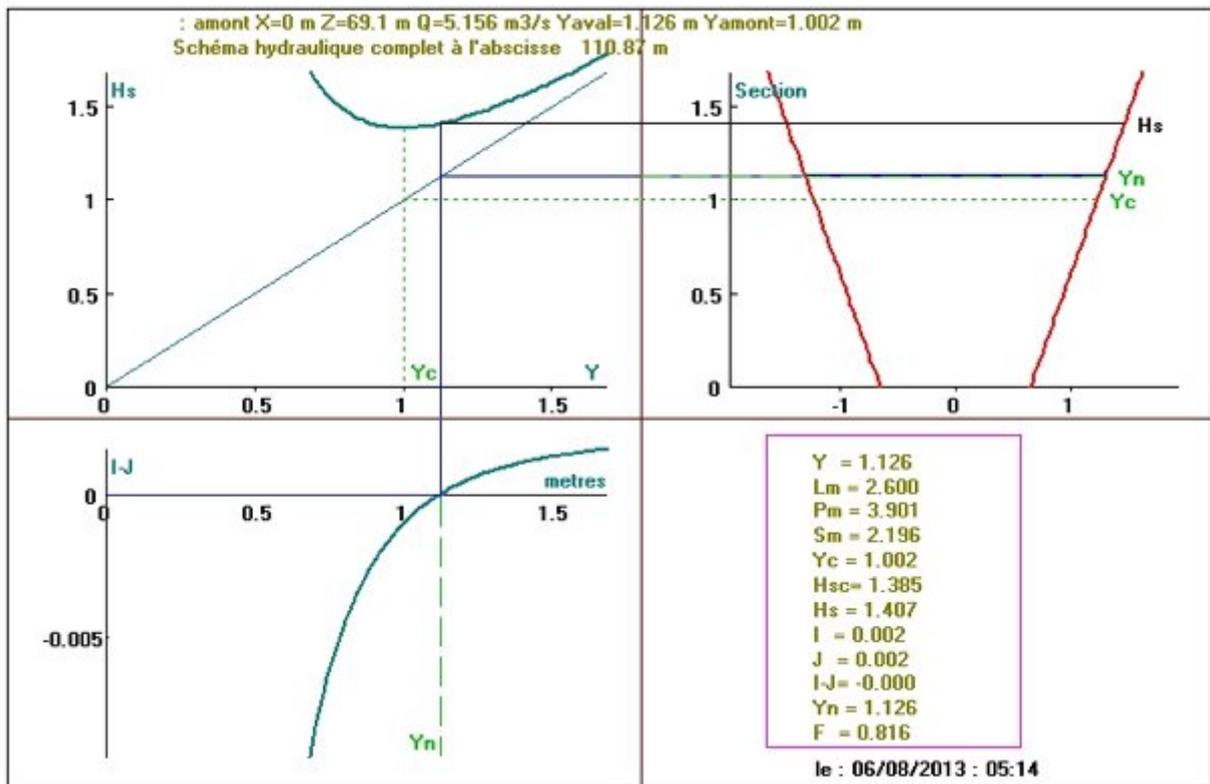
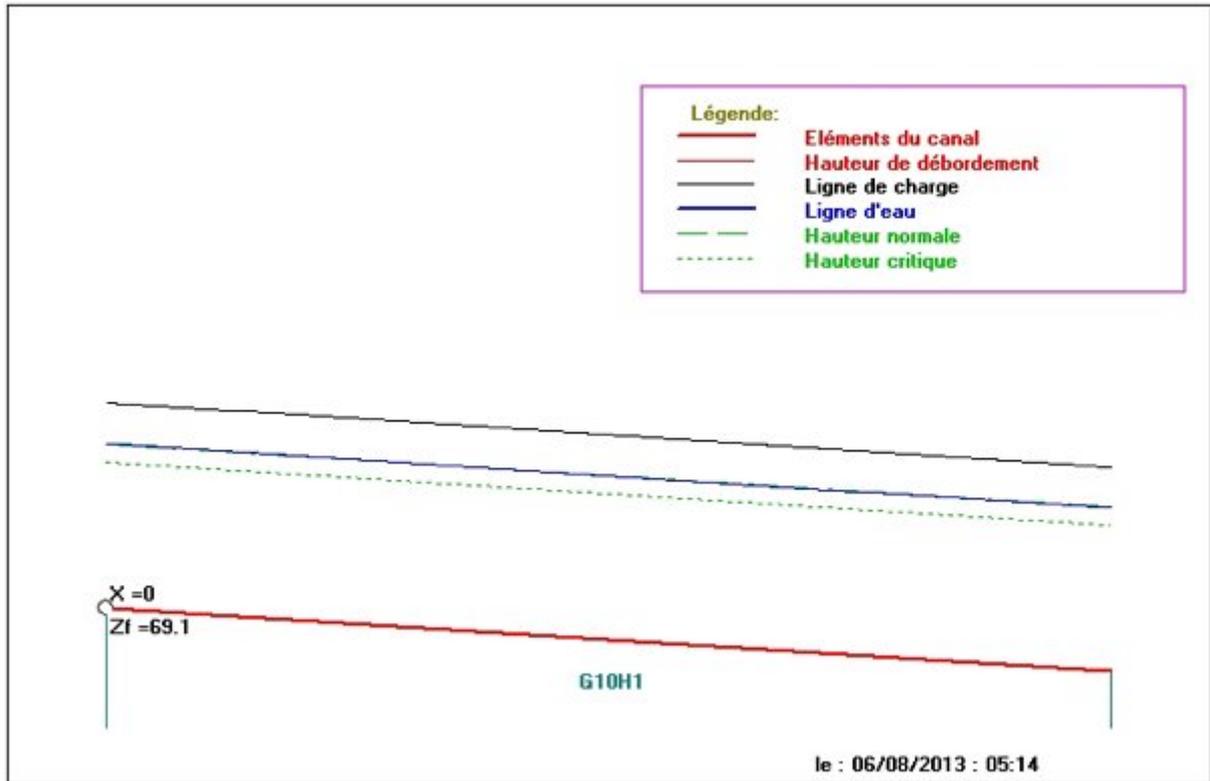
canal21: résultats																				
fichier E11-D35																				
abscisse =		0.0 m																		
cote =		74.1 m																		
nombre de pas =		500																		
débit =		0.8 m <sup>3</sup> /s																		
choix topo =		amount																		
aval =		0.5564 m																		
amont =		0.4621 m																		
départs évenementiels de branches																				
torrentielles : 1																				
no		1 section		0		N=		Hs= 74.781												
Descriptif de la ligne d'eau																				
no	Elem	x	Zf	Y	V	J	H	Hs	F	reg.	Pm	S	Lm	I	dy/dx	Ye	I-J	HsC	Z	co
		m	m	m	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup> /m	m	m			m	m <sup>2</sup>	m	m <sup>3</sup> /m	m <sup>3</sup> /m	m	m <sup>3</sup> /m	m	m	Pa
195	4	168.18	68.647	0.329	2.873	0.0123	69.397	0.750	1.773	tor	1.399	0.273	1.020	0.010	0.001	0.462	-0.002	0.641	68.976	23.552
196	4	169.05	68.638	0.330	2.863	0.0122	69.386	0.748	1.765	tor	1.402	0.274	1.021	0.010	0.001	0.462	-0.002	0.641	68.968	23.375
197	4	169.93	68.629	0.331	2.854	0.0121	69.375	0.746	1.757	tor	1.404	0.275	1.022	0.010	0.001	0.462	-0.002	0.641	68.960	23.206
198	4	170.80	68.621	0.332	2.845	0.0120	69.365	0.744	1.749	tor	1.406	0.276	1.023	0.010	0.001	0.462	-0.002	0.641	68.952	23.045
199	4	171.68	68.612	0.332	2.836	0.0119	69.354	0.742	1.742	tor	1.407	0.276	1.024	0.010	0.001	0.462	-0.002	0.641	68.944	22.891
200	5	171.68	68.612	0.332	2.836	0.0119	69.354	0.742	1.742	tor	1.407	0.276	1.024	0.002	0.005	0.462	-0.010	0.641	68.944	22.891
209	5	179.41	68.596	0.372	2.463	0.0081	69.278	0.681	1.441	tor	1.500	0.318	1.070	0.002	0.006	0.462	-0.006	0.641	68.969	16.821
220	5	188.85	68.578	0.556	1.466	0.0020	69.244	0.666	0.725	flu	1.925	0.535	1.282	0.002	-0.000	0.462	-0.000	0.641	69.134	5.451
240	5	206.02	68.543	0.556	1.466	0.0020	69.209	0.666	0.725	flu	1.925	0.535	1.282	0.002	-0.000	0.462	-0.000	0.641	69.100	5.451
260	5	223.18	68.509	0.556	1.466	0.0020	69.175	0.666	0.725	flu	1.925	0.535	1.282	0.002	-0.000	0.462	-0.000	0.641	69.065	5.451
280	5	240.35	68.475	0.556	1.466	0.0020	69.141	0.666	0.725	flu	1.925	0.535	1.282	0.002	-0.000	0.462	-0.000	0.641	69.031	5.451
300	5	257.52	68.440	0.556	1.466	0.0020	69.106	0.666	0.725	flu	1.925	0.535	1.282	0.002	-0.000	0.462	-0.000	0.641	68.997	5.451
320	5	274.69	68.406	0.556	1.466	0.0020	69.072	0.666	0.725	flu	1.925	0.535	1.282	0.002	-0.000	0.462	-0.000	0.641	68.962	5.451
340	5	291.86	68.372	0.556	1.466	0.0020	69.038	0.666	0.725	flu	1.925	0.535	1.282	0.002	-0.000	0.462	-0.000	0.641	68.928	5.451
360	5	309.02	68.337	0.556	1.466	0.0020	69.003	0.666	0.725	flu	1.925	0.535	1.282	0.002	-0.000	0.462	-0.000	0.641	68.894	5.451
380	5	326.19	68.303	0.556	1.466	0.0020	68.969	0.666	0.725	flu	1.925	0.535	1.282	0.002	-0.000	0.462	-0.000	0.641	68.859	5.451
400	5	343.36	68.269	0.556	1.466	0.0020	68.935	0.666	0.725	flu	1.925	0.535	1.282	0.002	-0.000	0.462	-0.000	0.641	68.825	5.451
420	5	360.53	68.234	0.556	1.466	0.0020	68.900	0.666	0.725	flu	1.925	0.535	1.282	0.002	-0.000	0.462	-0.000	0.641	68.791	5.451
440	5	377.70	68.200	0.556	1.466	0.0020	68.866	0.666	0.725	flu	1.925	0.535	1.282	0.002	-0.000	0.462	-0.000	0.641	68.756	5.451
460	5	394.86	68.166	0.556	1.466	0.0020	68.832	0.666	0.725	flu	1.925	0.535	1.282	0.002	-0.000	0.462	-0.000	0.641	68.722	5.451
480	5	412.03	68.131	0.556	1.466	0.0020	68.797	0.666	0.725	flu	1.925	0.535	1.282	0.002	-0.000	0.462	-0.000	0.641	68.688	5.451
500	5	429.20	68.097	0.556	1.466	0.0020	68.763	0.666	0.725	flu	1.925	0.535	1.282	0.002	0.000	0.462	0.000	0.641	68.653	5.451



ANNEXE 10 : Canal F1 – D48 (Pente fixe I = Const).

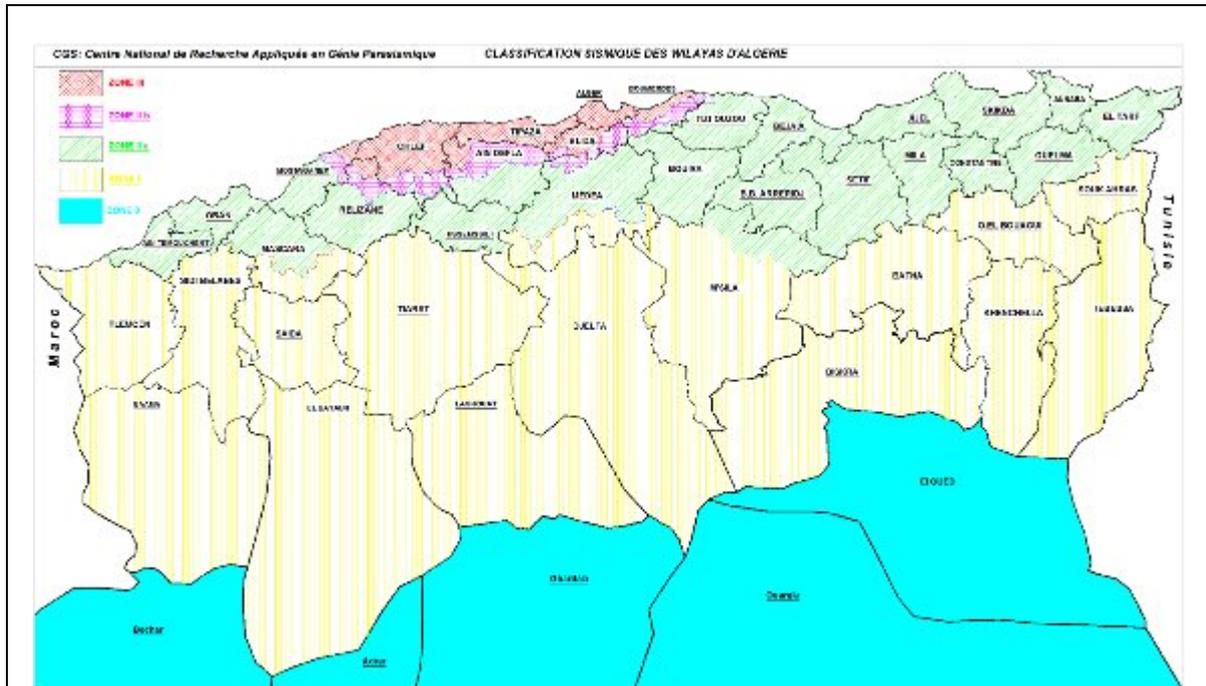


ANNEXE 11 : Canal G1 – G10 (Pente fixe I = Const).



ANNEXE 12 : Canal G10 – H1 (Pente fixe I = Const).

## ANNEXE 13 : COEFFICIENT D'ACCELERATION SISMIQUE SELON LE RPA 99 VERSION 2003.



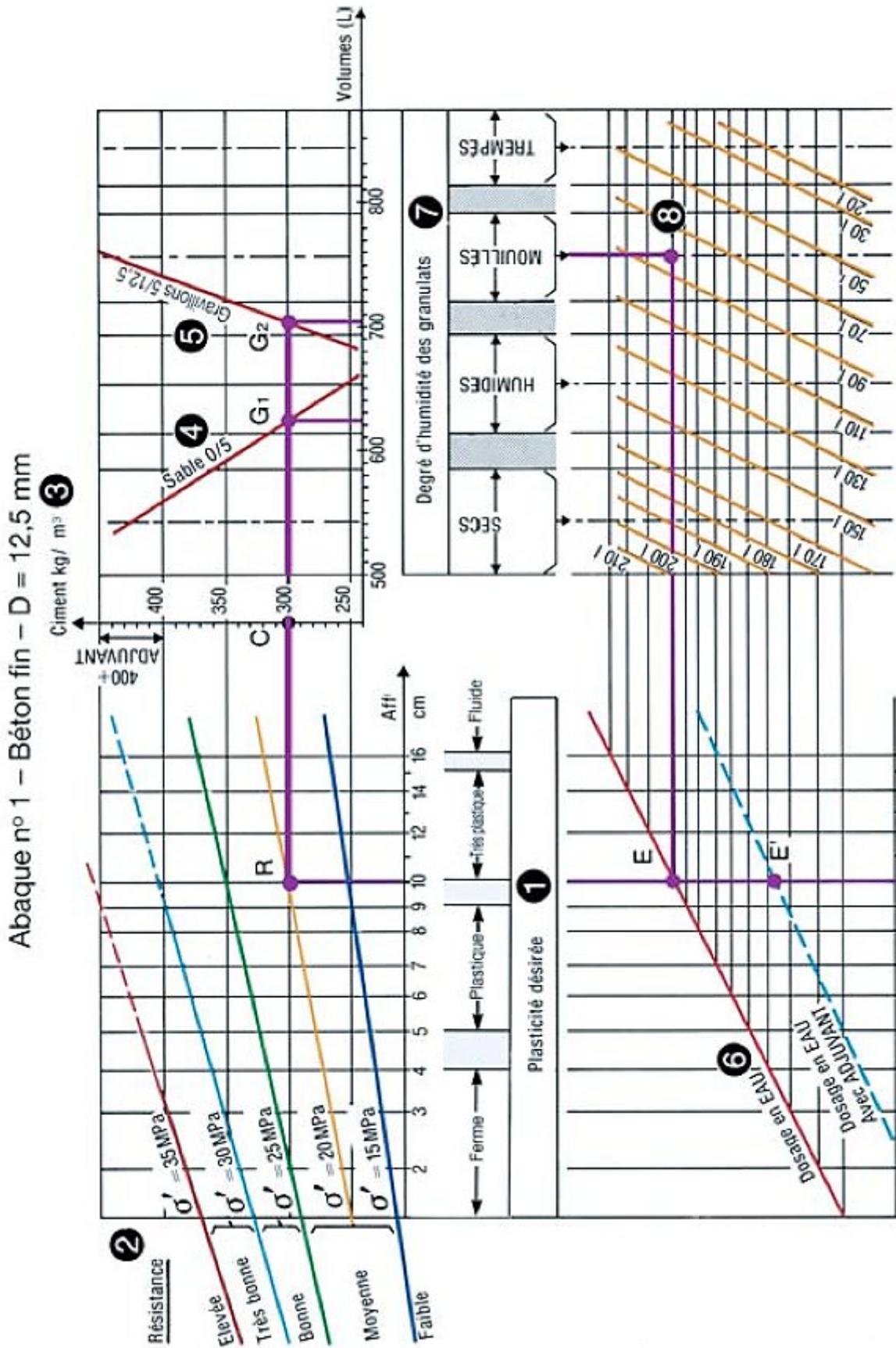
### Zones sismiques du règlement parasismiques algérien RPA 99 / version 2003

Il est défini 4 zones sismiques classées comme suit :

1. Zone 0 : Sismicité négligeable.
2. Zone 1 : Sismicité faible.
3. Zone 2 : Sismicité moyenne.
4. Zone 3 : Sismicité élevée.

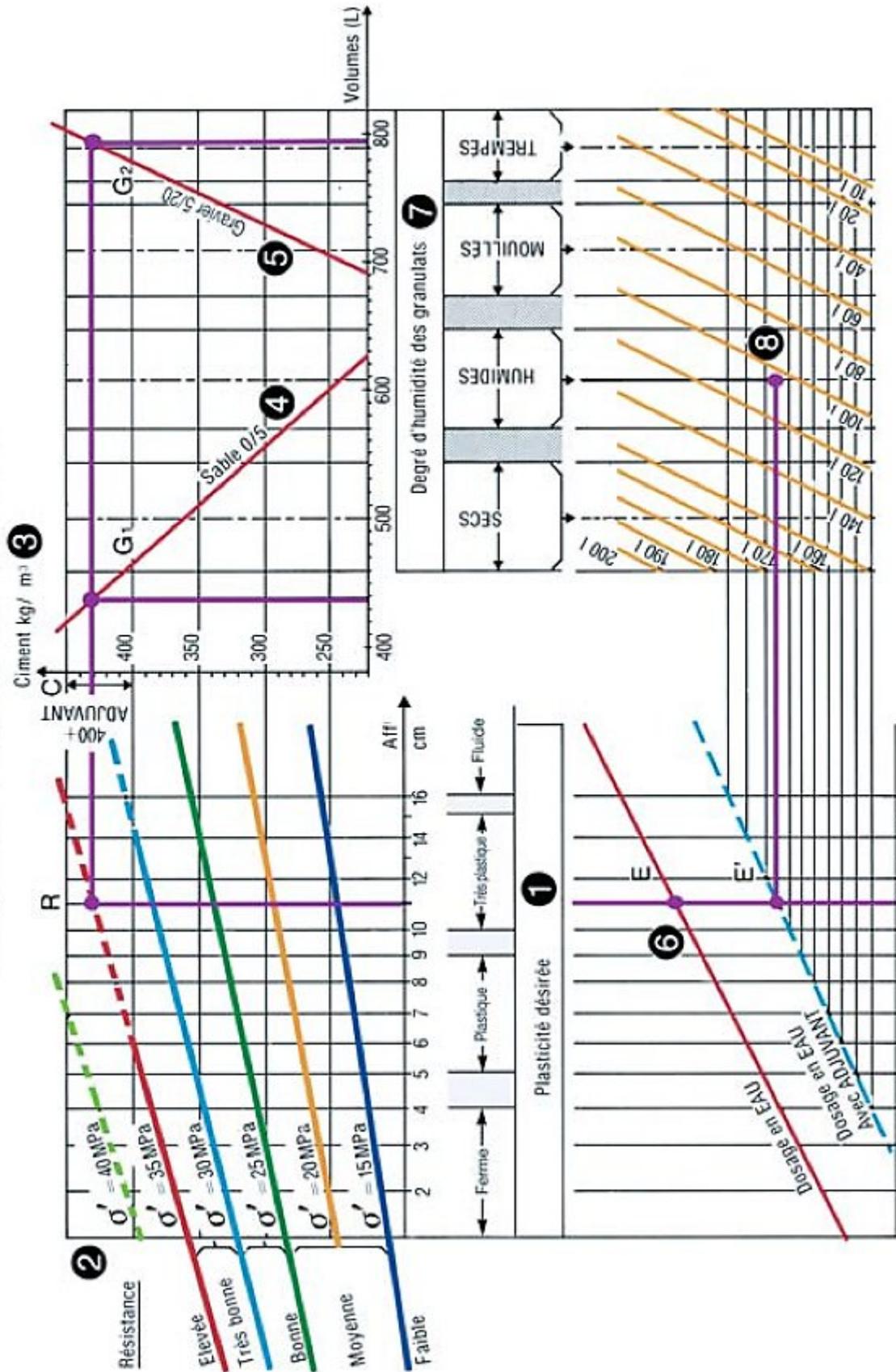
Tableau des Coefficients d'accélération sismiques :

Groupe	Zone I	Zone IIa	Zone IIb	Zone III	Classification des ouvrages selon leur importance
1A	0,15	0,25	0,30	0,40	Ouvrages d'importance vitale : Sécurité - Hôpitaux
1B	0,12	0,20	0,25	0,30	Ouvrages de grande importance : Scolaire et Culte
2	0,10	0,15	0,20	0,25	Ouvrages courants : Habitations - Bureaux
3	0,07	0,10	0,14	0,18	Ouvrages de faible importance : Hangars



ANNEXE 14 : ABAQUES DE DREUX POUR LE DOSAGE DES BETONS FIN.

Abaque n°2 - Béton courant - D - 20 mm



ANNEXE 15 : ABAQUES DE DREUX POUR LE DOSAGE DES BETONS COURANTS.