



**DIAGNOSTIC ET ANALYSE DU  
FONCTIONNEMENT DU CANAL PRINCIPAL DE  
ZOGONA DE LA VILLE DE OUAGADOUGOU :  
PROPOSITIONS DE REHABILITATION.**

MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR 2IE AVEC GRADE DE  
**MASTER**  
**SPECIALITE GENIE CIVIL & HYDRAULIQUE**

-----  
Présenté et soutenu publiquement le [21/01/2019] par

**Mahamat Oumar ADAMOU (20111176)**

**Encadrant 2iE : Dr. Lawani MOUNIROU Enseignant chercheur de l'institut 2iE.**

LABORATOIRE EAUX HYDRO-SYSTEME ET AGRICULTURE (LEHSA),  
2iE, Ouagadougou, Burkina Faso

Jury d'évaluation du stage :

Président : Dr. Anderson ANDRIANISA

Membres et correcteurs : Mr. Moussa OUEDRAOGO  
Mr. Moussa FAYE

**Promotion [2017/2018]**

## DEDICACE

*Je dédie ce modeste travail :*

- ❖ *A ma très chère défunte mère FATOUMA OUMAR qui a toujours veillé sur moi, qui m'a soutenu tout au long de mes études jusqu'à la rédaction de ce mémoire. Puisse ALLAH le Très Haut lui faire miséricorde ;*
- ❖ *A mon très cher père OUMAR ADAMOU WAZIRI qui n'a jamais cessé de me soutenir et pour les sages conseils qu'il m'a promulgué tout au long de mon cursus académique ;*
- ❖ *A mes chers frères ABAKAR, AMMAR, HASSAN et AHMAT et mes chères sœurs ACHÉ, HAOUA, HAPSITA et ZARA pour leur affection et soutien ;*
- ❖ *A tous ceux qui m'ont aidé de diverses manières durant mon cursus scolaire et universitaire.*

## CITATION

*" Si les habitants des cités avaient cru et avaient été pieux, Nous leur aurions certainement accordé des bénédictions du ciel et de la terre. Mais ils ont démenti et Nous les avons donc saisis, pour ce qu'ils avaient acquis (S7V96). Puis, voyant un nuage se dirigeant vers leurs vallées ils dirent: « Voici un nuage qui nous apporte de la pluie. » Au contraire ! C'est cela même que vous cherchiez à hâter: C'est un vent qui contient un châtiment douloureux, détruisant tout, par le commandement de son Seigneur. Puis le lendemain on ne voyait plus que leurs demeures. Ainsi rétribuons-Nous les gens criminels (S46V24-25).*

*Et Nous avons alors envoyé sur eux l'inondation [...] comme signes explicites. Mais ils s'enflèrent d'orgueil et demeurèrent un peuple criminel (S7V133).*

*Nous ouvrîmes alors les portes du ciel à une eau torrentielle, et fîmes jaillir la terre en sources. Les eaux se rencontrèrent d'après un ordre qui était déjà décrété dans une chose [faite] (S54V11-12). À cause de leurs fautes, ils ont été noyés, puis on les a fait entrer au Feu, et ils n'ont pas trouvé en dehors d'Allah, de secoureurs (S71V25).*

*Êtes-vous à l'abri de ce qu'Il vous fasse engloutir par un pan de terre, ou qu'Il envoie contre vous un ouragan (avec pluie en pierres) et que vous ne trouverez alors aucun protecteur. Ou êtes-vous à l'abri de ce qu'Il vous y ramène (en mer) une autre fois, qu'Il déchaîne contre vous un de ces vents à tout casser, puis qu'Il vous fasse noyer à cause de votre mécréance ? Et alors vous ne trouverez personne pour vous défendre contre Nous ! (S17V68-69)*

*Les gens des cités sont-ils sûrs que Notre châtiment rigoureux ne les atteindra pas la nuit, pendant qu'ils sont endormis ? Les gens des cités sont-ils sûrs que Notre châtiment rigoureux ne les atteindra pas le jour, pendant qu'ils s'amusent ? (S7V98-99) "*

## REMERCIEMENT

Toutes les Louanges sont à ALLAH, Le Maître incontesté et incontestable de l'univers, qui n'a jamais engendré, n'a pas été engendré et qui n'a point de pareil. Nous Lui rendons grâce et Lui adressons notre reconnaissance pour la vie, la santé et Ses innombrables bienfaits qu'Il ne cesse de nous accorder.

Notre gratitude va particulièrement à :

- ❖ Mon enseignant, mon encadreur et mon tuteur pédagogique **Dr Lawani A. MOUNIROU**, Enseignant-chercheur en hydraulique générale et appliquée à l'Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement (2iE) ;
- ❖ Mon enseignant **Dr Dial NIANG**, Enseignant-chercheur en Hydrologie à l'Institut International d'ingénierie de l'Eau et de l'environnement (2iE) ;
- ❖ La Direction Générale de l'Urbanisme et des Travaux Fonciers (DGUTF), sise dans la ville de Ouagadougou (Burkina Faso) pour avoir mis à notre disposition tout le nécessaire pour mener à bien notre travail. Nous remercions plus particulièrement :
  - Monsieur **OUEDRAOGO G. Marc**, Directeur Général de l'Urbanisme et des Travaux Fonciers ;
  - Monsieur **TABSOBA Herman**, Directeur de la Viabilisation et des Aménagements Urbains et Ingénieur Génie Civil ;
  - Monsieur **DA Mayène** Ingénieur Géomètre à la Direction de la Topographie et des Travaux Fonciers (DTTF) ;
  - Monsieur **BAMOUNI Hubert** Ingénieur Génie Civil.
- ❖ Monsieur **Oumar ZAI**, Hydraulicien au cabinet Emergence Ingénierie ;
- ❖ Monsieur **Pascal OUEDRAOGO**, Ingénieur Génie Civil à Agence d'Études d'Ingénierie et de Maîtrise d'œuvres (AGEIM) ;
- ❖ Au **président de jury**, ainsi qu'à tous les **membres du jury** pour l'honneur qu'ils nous font en acceptant d'évaluer et d'améliorer notre travail ;
- ❖ Tous les étudiants du 2iE (2012-2017) pour la bonne ambiance et l'esprit de paix et d'harmonie qu'ils ont su préserver au sein de l'Institut ;
- ❖ La Communauté Musulmane du 2iE dite **Oumma 2iE** pour l'ambiance fraternelle qu'elle a su créer autour de nous durant tout notre séjour au Burkina-Faso (2012-2018).

Je ne saurais omettre de remercier le corps enseignant de l'Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement pour la qualité de l'enseignement et la formation reçue.

Pour finir, que tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'aboutissement de ce travail, trouvent ici l'expression de ma profonde gratitude. Puisse Allah Le Très Généreux les récompenser de la plus belle des manières.

## RESUME

La présente étude s'inscrit dans la lutte contre les inondations dans la capitale Burkinabè, Ouagadougou. Ce mémoire porte sur le diagnostic et l'analyse du fonctionnement du canal principal de Zogona de la ville de Ouagadougou en vue de sa réhabilitation. Il s'agit d'un ouvrage en béton armé soumis à une détérioration considérable. Le niveau très élevé de dégradation rencontré sur ce canal est dû à un manque d'entretien de la part des collectivités territoriales.

Une étude de réhabilitation du canal pour l'évacuation des eaux pluviales a été initiée par les autorités. La démarche méthodologique a d'abord consisté à effectuer un diagnostic de l'état actuel du canal avant de procéder à des études hydrologiques et hydrauliques. Outre, il est question aussi de dimensionner un dalot à l'exutoire du canal.

Au vu des résultats obtenus, il ressort clairement que le canal est dans un état alarmant. Cet état de fait est dû principalement aux multiples panneaux de berge qui ont cédé. Leur rupture a entraîné des dépôts de terre gigantesque dans le canal. Comme résultat, il s'en est suivi la difficulté d'évacuation des eaux, la montée des eaux et les inondations. Le bassin versant, d'une superficie de 11 [km<sup>2</sup>], a été subdivisé en 5 sous bassins avec comme exutoire les ouvrages de franchissement le long du canal. La longueur totale du canal est de 4087 [m]. Nous avons dimensionné notre ouvrage en prenant trois périodes de retour pour la pluie journalière maximale. Nous avons obtenu 90, 113 et 123 [mm] pour une période de retour respectivement de 10, 50 et 100 ans. En tête et en fin du canal, nous avons respectivement comme débit 30.5 [m<sup>3</sup>/s] et de 78.3 [m<sup>3</sup>/s]. C'est un dalot à sortie dénoyée de 6 ouvertures et de dimensions 5 x 3.2 [m<sup>2</sup>].

### Mots Clés :

---

**1 - Canal**

**2 - Dalot**

**3 - Drainage**

**4 - Inondation**

**5 - Rehabilitation**

## ABSTRACT

This study is part of the fight against floods in the capital of Burkina, Ouagadougou. This thesis deals with the diagnosis and analysis of the functioning of the Zogona's main waterway with a view to its rehabilitation. It is a reinforced concrete structure subject to considerable deterioration. The very high level of degradation encountered on this waterway is due to a lack of maintenance on the part of local authorities.

A rehabilitation study of the waterway for the evacuation of rainwater has been initiated by the authorities. The methodological approach first consisted of a diagnosis of the current state of the waterway before proceeding to hydrological and hydraulic studies. In addition, there is also a question of sizing a scupper at the outlet of the waterway that can evacuate water to Bangr Weogo Park while satisfying road traffic.

In view of the results obtained, it is clear that the channel is in an alarming state. This fact is mainly due to the many bank panels that broke off. Their breakage has resulted in huge earth deposits in the waterway. As a result, it followed the difficulty of evacuation of water, rising water and floods. The watershed, with an area of 11 [km<sup>2</sup>], has been subdivided into 5 sub-basins with as an outlet the crossing works along the waterway. The total length of the waterway is 4087 [m]. We sized our work by taking three return periods for the maximum daily rain. We obtained 88.8, 112.7 and 122.9 [mm] for a return period of 10, 50 and 100 years, respectively. At the head and end of the waterway, we have respectively flow 30.5 [m<sup>3</sup>/s] and 78.3 [m<sup>3</sup>/s]. It is a scupper with 6 openings and 5 x 3.2 [m<sup>2</sup>] of dimensions.

### **Key words:**

---

**1 - Drainage**

**2 - Flood**

**3 - Rehabilitation**

**4 - Scupper**

**5 - Waterway**

## LISTE DES ACRONYMES

<b>2iE</b>	<b>: Institut International d'ingénierie de l'Eau et de l'Environnement</b>
<b>AGEIM</b>	<b>: AGence d'Études d'Ingénierie et de Maîtrise d'œuvres</b>
<b>APD</b>	<b>: Avant-Projet Détaillé</b>
<b>APS</b>	<b>: Avant-projet Sommaire</b>
<b>DGUTF</b>	<b>: Direction Générale de l'Urbanisme et des Travaux Fonciers</b>
<b>DTTF</b>	<b>Direction de la Topographie et des Travaux Fonciers</b>
<b>ET0</b>	<b>: Evapotranspiration</b>
<b>ISSP</b>	<b>: Institut Supérieur des Sciences de la Population</b>
<b>PIB</b>	<b>: Produit Intérieur Brut</b>
<b>PNDES</b>	<b>: Plan National de Développement Economique et Social</b>
<b>RT</b>	<b>: Régime torrentiel</b>
<b>SIG</b>	<b>: Système d'Informatique Géographique</b>
<b>UEMOA</b>	<b>: Union Monétaire Ouest Africaine</b>
<b>ZAD</b>	<b>: Zone d'Activités Diverses</b>

## SOMMAIRE

DEDICACE .....	i
CITATION.....	ii
REMERCIEMENT.....	iii
RESUME .....	iv
ABSTRACT.....	v
LISTE DES ACRONYMES .....	vi
LISTE DES TABLEAUX .....	4
LISTE DES FIGURES .....	6
LISTE DES PHOTOS .....	7
LISTE DES EQUATIONS .....	8
<b>I. INTRODUCTION GENERALE.....</b>	<b>9</b>
Contexte et problématique .....	9
<b>II. OBJECTIFS DE L'ETUDE .....</b>	<b>11</b>
Objectif principal de l'étude.....	11
Objectifs spécifiques de l'étude .....	11
<b>III. PRESENTATION DE LA LOCALITE D'ETUDE.....</b>	<b>12</b>
1. Caractéristiques du milieu physique.....	12
1.1. Localisation de la zone d'étude.....	12
1.2. Données climatiques.....	12
1.3. Réseau hydrographique .....	13
1.4. Relief, sol et hydrogéologie .....	13
2. Caractéristiques du milieu humain .....	14
2.1. Aspects sociaux et démographiques.....	14
2.2. Aspects économiques .....	14
<b>IV. APPROCHE METHODOLOGIQUE ADOPTEE .....</b>	<b>16</b>
1. Phase de recherche documentaire.....	16

2.	Phase d'acquisition, traitement et contrôle des données.....	16
3.	Phase de visites de terrain et validation des données.....	18
4.	Diagnostic du canal actuel .....	19
5.	Etude hydrologique.....	19
5.1.	Ajustement de la loi de Gumbel à un échantillon de pluies journalières maximales de Ouagadougou .....	19
5.2.	Etude, caractérisation et délimitation des sous bassins versants.....	19
5.3.	Calcul des débits élémentaires par la méthode rationnelle améliorée.....	21
a.	Estimation du temps de concentration par bassin élémentaire .....	22
b.	Estimation de l'intensité de pluie .....	24
c.	Détermination des débits équivalents des sous bassins .....	24
6.	Etudes Hydrauliques .....	25
6.1.	Dimensionnement hydraulique des sections de chaque bief du canal.....	25
6.2.	Etude du comportement des lignes d'eau aux droits des singularités .....	25
7.	Dimensionnement du Dalot.....	26
7.1.	Condition de fonctionnement.....	26
7.2.	Dimensionnement hydraulique .....	27
7.3.	Dimensionnement structural du dalot.....	27
<b>V.</b>	<b>RESULTATS ET INTERPRETATIONS .....</b>	<b>28</b>
1.	Diagnostic du canal actuel .....	28
1.1.	Description physique du canal de Zogona.....	28
1.2.	Dégâts observés sur le canal .....	28
1.3.	Ouvrages existants et état de fonctionnement.....	29
2.	Etude hydrologique.....	33
2.1.	Ajustement de la loi de Gumbel à un échantillon de pluies journalières maximales de Ouagadougou .....	33
2.2.	Etude, caractérisation et délimitation des sous bassins versants.....	34
2.3.	Calcul des débits élémentaires par la méthode rationnelle améliorée .....	36

2.4. Calcul des débits par assemblage des bassins élémentaires .....	37
3. Etude hydraulique .....	37
3.1. Dimensionnement hydraulique des sections de chaque bief du canal.....	37
3.2. Détermination des hauteurs maximales de chaque bief du canal.....	38
4. Impact du comblement du fond du canal sur son hydraulicité.....	38
5. Etude comparative .....	39
6. Dimensionnement structural des panneaux du canal.....	39
7. Dimensionnement du Dalot.....	40
7.1. Dimensionnement hydraulique .....	40
a. Détermination de la profondeur d'eau en amont de l'ouvrage .....	40
b. Calcul de la pente critique du dalot .....	41
c. Vérification de la vitesse d'écoulement dans le dalot .....	41
7.2. Dimensionnement structural du dalot (6×5×3.2) .....	42
a. Pré dimensionnement du dalot.....	42
8. Evaluation estimative du coût de réhabilitation du canal .....	45
<b>VI. NOTICE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL .....</b>	<b>46</b>
<b>VII. CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS.....</b>	<b>47</b>
ANNEXE .....	51

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1: Coordonnées géographiques du début et fin du canal de Zogona .....	12
Tableau 2: Synthèse de la méthodologie et démarche de travail .....	17
Tableau 3: Paramètres équivalents en fonction du type d'assemblage .....	25
Tableau 4: Nombre de panneaux défectueux par bief .....	29
Tableau 5: $\alpha_n$ et $\beta_n$ en fonction de la taille de l'échantillon n .....	33
Tableau 6: Valeurs des pluies journalières pour des périodes de retour supérieures ou égales à 10 ans .....	34
Tableau 7: Quelques caractéristiques physiographiques des sous bassins versants du canal de Zogona .....	36
Tableau 8: Temps de concentration et débits élémentaires par les méthodes empiriques .....	36
Tableau 9: Temps de concentration et débits élémentaires par la méthode à base physique ...	36
Tableau 10: Débits équivalents par association des sous bassins versants .....	37
Tableau 11: Sections hydrauliques par bief du canal .....	37
Tableau 12: Vérification de la vitesse minimale pour l'auto curage .....	38
Tableau 13: Hauteurs maximales de chaque bief du canal .....	38
Tableau 14: Impact du comblement du fond du canal sur son hydraulicité .....	39
Tableau 15: Comparatif des résultats .....	39
Tableau 16: Dimensions géométriques des panneaux du canal .....	40
Tableau 17: choix des armatures des panneaux du canal .....	40
Tableau 18: récapitulatif des sollicitations et choix des armatures du dalot 6×5×3.2 .....	44
Tableau 19: Coût estimatif des panneaux de base .....	45
Tableau 20: Coût estimatif des panneaux de rive .....	45
Tableau 21: Paramètres climatiques de la ville de Ouagadougou (Station de l'aéroport) .....	54
Tableau 22: Pluies maximales journalières (mm) de la station aéroport Ouagadougou 1961-2014 .....	54
Tableau 23: Pluviométrie totale annuelle (mm) de Ouagadougou, Station de l'aéroport .....	56
Tableau 24: Station de Ouagadougou aéroport - Evapotranspiration potentielle (mm) .....	57
Tableau 25: Evaporation bac (mm) pour la ville de Ouagadougou, Station de l'aéroport .....	58
Tableau 26: Ajustement de l'échantillon .....	62
Tableau 27: Pluie maximale décennale, cinquantennale et centennale en année humide .....	63
Tableau 28: Temps de concentration & débit par la méthode à base physique .....	64
Tableau 29: Temps de concentration & débit par la méthode rationnelle .....	64

Tableau 30: Temps de concentration & débit: moyenne des deux méthodes.....	65
Tableau 31: Dimensionnement des sections géométriques du canal par tronçon.....	66
Tableau 32: Hauteurs maximales de chaque bief du canal.....	67
Tableau 33: Classification selon le Fascicule 61 titre 2 du CPC .....	79
Tableau 34: Coefficient de dégressivité transversale $a_1$ .....	80
Tableau 35: Récapitulatif des charges du système A(L) .....	81
Tableau 36: Valeurs du coefficient $b_c$ .....	82
Tableau 37: Chargement sous - système Bc par voie.....	82
Tableau 38: Charge Bt par essieu.....	84
Tableau 39: Définition des cas de charge .....	86
Tableau 40: Présentation des combinaisons .....	86
Tableau 41: récapitulatif des sollicitations .....	90
Tableau 42: Définition des cas de charge .....	107
Tableau 43: Présentation des combinaisons .....	107
Tableau 44: Récapitulatif des sollicitations et des efforts .....	110

## LISTE DES FIGURES

Figure 1: Présentation de la zone d'étude .....	12
Figure 2: Réseau hydrographique de Ouagadougou .....	13
Figure 3: Valeur de K en fonction de CR dans la formule de Richard .....	23
Figure 4: Exemple de profil du canal .....	30
Figure 5: Ajustement de la loi de Gumbel.....	34
Figure 6: Carte des sous bassins versants.....	35
Figure 7: Diagramme moment fléchissant à l'ELS .....	42
Figure 8: Diagramme effort normal à l'ELUS (Piédroits extrêmes et centraux).....	43
Figure 9: Carte du réseau hydrographique.....	60
Figure 10: Carte des sous bassins versants et réseau hydrographique .....	61
Figure 11: Sortie libre dalot rectangulaire .....	73
Figure 12: Pente critique.....	74
Figure 13: Vitesse dans un dalot .....	75
Figure 14: Disposition de deux camions dans le sens longitudinal (Système Bc).....	82
Figure 15: Disposition de deux camions dans le sens transversal (Sous-système Bc).....	82
Figure 16: Disposition sous - système Bt .....	83
Figure 17: Configuration sous - système Br .....	84
Figure 18: Vue 2D de la structure modéliser par Robot.....	86
Figure 19: Diagramme moment fléchissant à l'ELU .....	87
Figure 20: Diagramme moment fléchissant à l'ELU (Radier).....	87
Figure 21: Diagramme moment fléchissant à l'ELS .....	88
Figure 22: Diagramme moment fléchissant à l'ELS (Radier) .....	88
Figure 23: Diagramme effort normal à l'ELU (Piédroits extrêmes et centraux).....	89
Figure 24: Diagramme effort normal à l'ELUS (Piédroits extrêmes et centraux).....	89
Figure 25: Vue 2D de la structure modéliser sur RDM 6.....	107
Figure 26: Diagramme moment fléchissant.....	108
Figure 27: Diagramme moment fléchissant (Radier) .....	108
Figure 28: Diagramme moment fléchissant (Panneau de rive).....	109
Figure 29: Diagramme effort normal .....	109
Figure 30: Diagramme effort normal .....	110

## LISTE DES PHOTOS

Photo 1: Dégâts occasionnés par les inondations .....	10
Photo 2: Différents ouvrages de franchissement le long du canal .....	20
Photo 3: Profil en long du canal de Zogona.....	28
Photo 4: Les dalots et leurs caractéristiques géométriques le long du canal .....	30
Photo 5: Champs d'inondation de part et d'autre du canal. ....	31
Photo 6: Canal totalement débordé. Date 18/05/2017 .....	32
Photo 7: Le même canal (en référence à la photo 6) pris le 4/06/2018 .....	32
Photo 8: Puisage de l'eau pour le maraichage .....	32
Photo 9: Maraichage à proximité du canal .....	32
Photo 10: Profil du canal. ....	59
Photo 11: Les exutoires par section le long du canal de Zogona .....	59
Photo 12: Dépôt de terre énorme dans le canal permettant même l'entrée et la sortie des chevaux .....	68
Photo 13: Dépôt de terre et détérioration des panneaux de rive .....	69
Photo 14: Détérioration des panneaux de rive gauche .....	70
Photo 15: Détérioration des panneaux de rive droite .....	71
Photo 16: Dégradation des panneaux de base .....	72

## LISTE DES EQUATIONS

Équation 1: Fonction de répartition de Weibull .....	19
Équation 2: Probabilité d'obtention de la pluie .....	19
Équation 3: Indice de compacité .....	20
Équation 4: Longueur du rectangle équivalent .....	21
Équation 5: Pente moyenne .....	21
Équation 6: Densité de drainage.....	21
Équation 7: Débit de pointe par la méthode rationnelle .....	21
Équation 8: Temps de concentration par la méthode de Kirpich .....	22
Équation 9: Temps de concentration par la méthode de Richards .....	22
Équation 10: Formule de K en fonction de CR.....	23
Équation 11: Temps de ruissèlement pour $M = 2$ .....	24
Équation 12: Temps de ruissèlement pour $M \neq 2$ .....	24
Équation 13: Intensité de la pluie .....	24
Équation 14: Profondeur d'eau normale .....	25

## I. INTRODUCTION GENERALE

### Contexte et problématique

Des changements climatiques à une échelle régionale ont déjà été observés dans de nombreuses parties du globe et ont déjà eu une influence sur un large éventail de systèmes physiques et biologiques (IPCC, 2013) : « Le continent africain serait particulièrement touché par les incidences de l'évolution du climat ». L'espace sahélien apparaît comme un milieu particulièrement vulnérable, tant au point de vue environnemental qu'humain, et nécessite une attention particulière car cette région ne possède que très peu de moyens pour faire face aux changements globaux et à la nécessaire adaptation à l'évolution du climat.

En effet, l'urbanisation est en forte croissance partout dans le monde. Dans la quasi-totalité des villes d'Afrique en général et dans le sahel en particulier, l'on observe une augmentation progressive du taux de croissance urbain. Des conclusions issues des prospectives de l'UNESCO (2008) indiquant des taux de croissance annuelle moyenne de l'ordre de 2 à 3 % montrant l'importance de la croissance des populations urbaines. Les agglomérations urbaines en Afrique subsaharienne et dans le sahel en particulier sont en proie au problème de l'assainissement pluvial du fait des limitations topographiques et des effets induits d'une urbanisation galopante.

Le Burkina Faso, pays sahélien en développement n'est pas exempté de cette situation. Sa capitale, Ouagadougou, est confrontée à une extension urbaine démesurée. D'une superficie de 12 000 hectares en 1987, elle s'étend de nos jours sur 52 000 hectares soit un accroissement de 4,4 fois de son territoire en 30 ans. Une expansion qui a occasionné de nouvelles zones de vie communément appelées quartiers périphériques à risque de la ville de Ouagadougou (bas-fonds, zones inondables, marécages etc...) obstruant le chemin naturel de la circulation des eaux.

Vue la faiblesse des ressources financières de l'Etat, l'expansion urbaine de la ville de Ouagadougou n'est pas suivie d'aménagement pour faire face aux défis de l'assainissement de la ville. A cela s'ajoute le comportement de certains riverains qui considèrent ces réseaux d'évacuation comme des dépotoirs d'ordures ménagères entraînant un dysfonctionnement des caniveaux et occasionnant un frein à l'écoulement de l'eau lors de la saison pluvieuse. Outre, il faut souligner l'agressivité des pluies qui amplifie le phénomène d'inondation. En conséquence, les risques d'inondations augmentent et des problèmes de capacités des réseaux d'assainissement apparaissent.

A titre illustratif, nous pouvons mentionner l'inondation survenue dans la nuit du 1er septembre 2009, le 24 juillet 2012 et le 24 juin 2015. Ces inondations qui ont affecté près de 250 000 personnes (sinistrés), causé huit (08) pertes en vie humaines, ainsi que d'énormes dommages au niveau des habitations (l'effondrement de 35 000 habitations environ), remettent en cause la question de l'assainissement dans la capitale Burkinabè.



**Perte en vie humaine considérable**



**Dégâts économiques à grande échelle**



**Canaux totalement noyés**

*Photo 1: Dégâts occasionnés par les inondations*

Bien que cette pluie du 1<sup>er</sup> septembre 2009 soit exceptionnelle, les dégâts enregistrés nous rappellent l'ampleur du phénomène de l'inondation et nous exhorte à une prise de décision pour

y faire face. C'est dans le souci de faire face à ces phénomènes naturels et surtout la politique du gouvernement d'améliorer les conditions de vie de la population que ces projets d'assainissement pluvial des quartiers menacés ont vu jour. L'objectif est de contribuer à l'amélioration des conditions de vie des populations de Ouagadougou. C'est le cas du projet de réaménagement du canal principal de Zogona.

## II. OBJECTIFS DE L'ETUDE

### Objectif principal de l'étude

La présente étude vise à effectuer le diagnostic du fonctionnement actuel du canal dégradé de Zogona et proposer des travaux de réhabilitation pour de limiter les risques d'inondation.

### Objectifs spécifiques de l'étude

- Faire le diagnostic du fonctionnement actuel du canal depuis l'amont jusqu'à l'exutoire au parc Bangr Weogo ;
- Déterminer les caractéristiques hydrologiques et hydrauliques du canal aux droits des principaux ouvrages de franchissement ;
- Redimensionner les sections transversales du canal et faire une analyse comparative ;
- Dimensionner (hydraulique et génie civil) le dalot à son exutoire ;
- Proposer des solutions pour la réhabilitation et la remise en état du canal.

### III. PRESENTATION DE LA LOCALITE D'ETUDE

#### 1. Caractéristiques du milieu physique

##### 1.1. Localisation de la zone d'étude

Notre étude est dans la ville de Ouagadougou, capitale du Burkina Faso. Elle concerne l'aménagement du canal de Zogona qui prend amorce depuis la rue 30.81 au quartier ZAD (Zone d'Activités Diverses) et finit au parc Bangr Weogo, à l'Est du barrage n°3 (Figure 1). Le canal est totalement aménagé en béton et observe un écoulement en direction Sud-Nord. Le canal draine les quartiers Kalgondé, 1200 Logements, Dagnoin et Zogona.

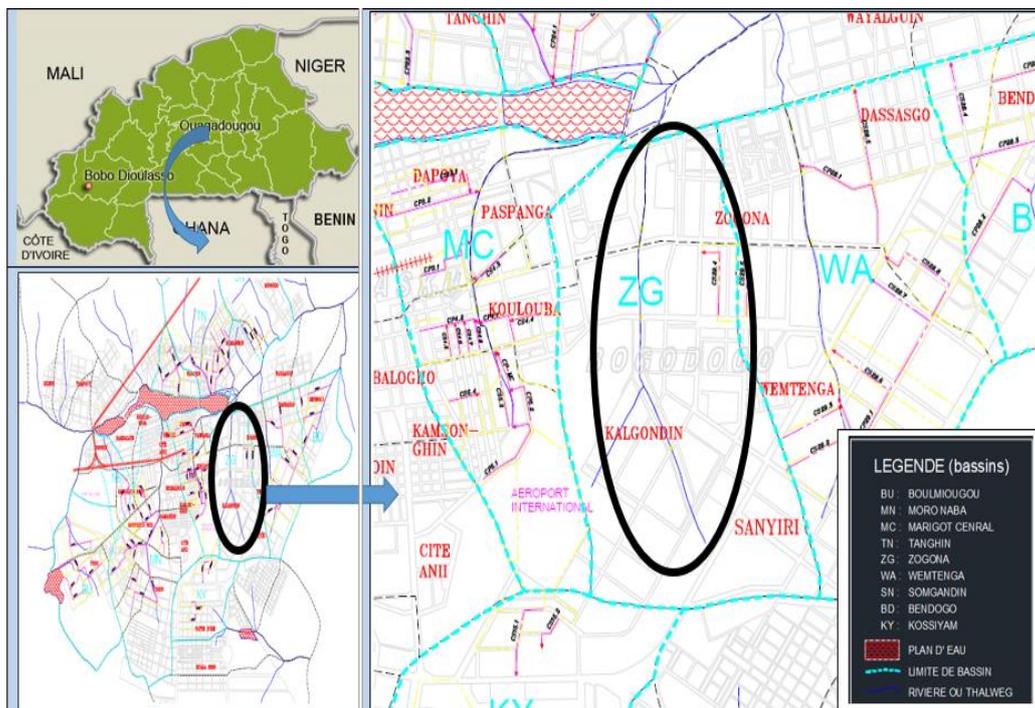


Figure 1: Présentation de la zone d'étude

Tableau 1: Coordonnées géographiques du début et fin du canal de Zogona

	Latitude	Longitude
Tête du canal	12° 20' 57.50" N	1° 29' 42.30" O
Fin du canal	12° 23' 4.31" N	1° 30' 4.47" O

##### 1.2. Données climatiques

La ville de Ouagadougou est dans la zone soudano-sahélienne. Le climat de cette ville est marqué par un régime pluviométrique unimodal : saison sèche et saison humide. La saison des pluies commence en juin et finit en octobre. La saison sèche va de novembre à mai. La pluviométrie moyenne interannuelle à Ouagadougou est de l'ordre de 720 [mm] sur la période

1980-2009. A l'instar de la saison pluvieuse, la saison sèche observe une relative variabilité dans le temps. Elle se subdivise en 2 périodes : une période sèche froide allant de novembre à février et une période chaude de mars à mai. Les températures moyennes mensuelles varient de 16.4°C (minima) à 40°C (maxima). L'ET0 moyenne interannuelle pour la période 1980-2015 tourne autour de 252 [mm] (direction de la méthodologie de Ouagadougou, 2015).

### 1.3. Réseau hydrographique

Le Burkina Faso a un réseau hydrographique assez important quoiqu'il soit relativement peu arrosé. La capitale Ouagadougou est située dans le bassin versant du Massili, affluent du fleuve Nakambé. Les retenues construites sur le cours du Nabouli, au droit du centre-ville ont créé quatre (4) barrages colinéaires (barrage de Boulmiougou sur la route Bobo Dioulassou, barrage n°1 de la route de Ouahigouya, barrage n°2 de Tanghin, barrage n°3 sur la route de Kaya). A travers ses nombreux affluents, ce cours d'eau draine près des trois-quarts ( $\frac{3}{4}$ ) de la superficie de la ville. Le canal de Zogona est construit en béton armé et ses eaux s'écoulent jusqu'au parc Bangr Weogo, déversoir du barrage n°3 de la ville de Ouagadougou. La figure 2 est une illustration.

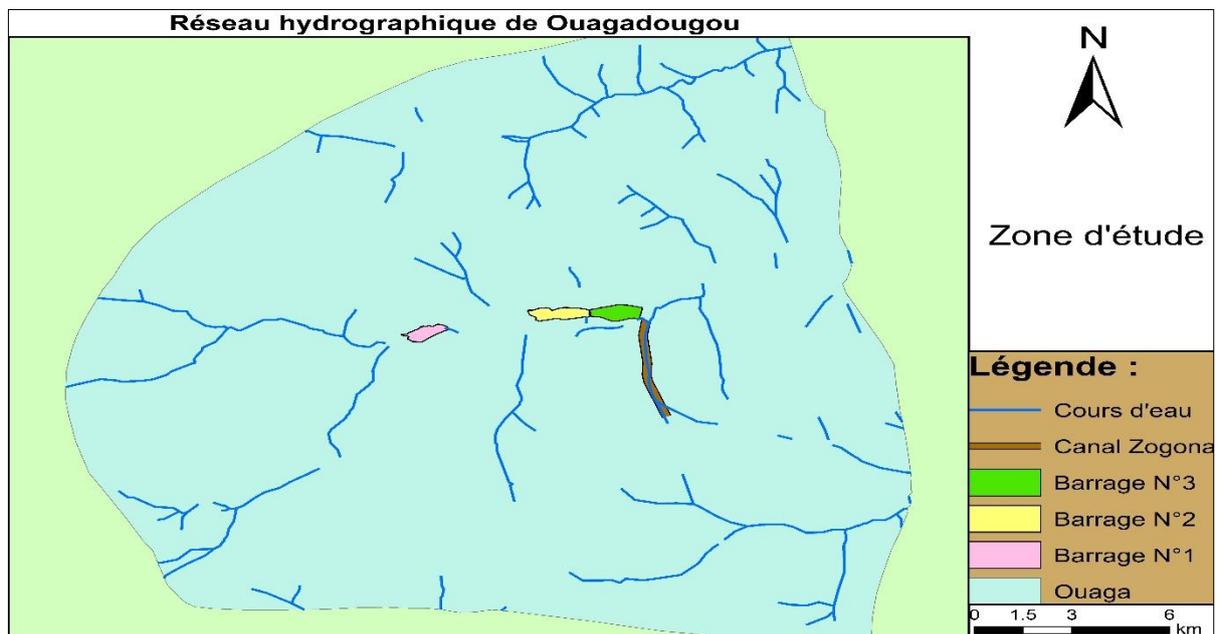


Figure 2: Réseau hydrographique de Ouagadougou

### 1.4. Relief, sol et hydrogéologie

La ville de Ouagadougou est dans une zone peu accidentée. Le relief est dans son ensemble plat avec des pentes de l'ordre de 0.6 à 1% (Compaoré et Nébie, 2003).

Deux grands types de sols classés comme suit :

- ✓ les sols ferrugineux tropicaux peu lessivés sur matériaux argileux ;

- ✓ les sols sablo-argileux renfermant la roche mère. Il s'agit de sols à sesquioxydes de fer et de manganèse

Les réserves en eaux souterraines sont localisées dans des zones de failles avec deux types de nappes : l'une localisée dans la cuirasse latéritique et l'autre dans les altérites argileuses.

## 2. Caractéristiques du milieu humain

### 2.1. Aspects sociaux et démographiques

Comme partout en Afrique, les traditions et la culture constituent une base solide pour l'harmonie et le développement. Le Burkina n'en fait pas exception. A l'instar la plupart des pays d'Afrique de l'Ouest, le Burkina Faso a pour langue officielle le français. Toutefois, le Moré reste la langue d'échange la plus répandue à Ouagadougou. Il y a plusieurs usages et pratiques qui établissent des liens sociaux. Entre autres, nous avons :

- ✓ La prévention et la gestion des conflits (la parenté et la plaisanterie) ;
- ✓ La fonction intégratrice dans la construction de la nation (la solidarité, l'intégrité et le courage) ;
- ✓ La valorisation des valeurs traditionnelles ;

D'après l'Institut Supérieur des Sciences de la Population (ISSP), dans ses études menées de 2008 à 2012, le taux d'accroissement de la ville de Ouagadougou est de 7.6 %. En effet, la ville est passée de 59 126 habitants en 1962 à 1 million 500 en 2006. Sa population est chiffrée aujourd'hui aux environs de 2.5 millions habitants (2017). Cette forte croissance de la population est à la base de nombreux besoins en termes d'accès aux services sociaux de base telle que l'éducation, la santé, ...

### 2.2. Aspects économiques

Le Burkina Faso est la quatrième économie de la zone UEMOA. Le taux de croissance du PIB réel est estimé à 6,7 % pour 2017 contre 5,9 % en 2016. Il est dû à la bonne orientation de l'activité minière, à l'intensification des investissements dans la construction, au dynamisme du secteur marchand et aux développements enregistrés dans l'agriculture. En 2018, la croissance économique devrait se consolider à 6,6 %, soutenues par un programme d'investissements publics du Plan National de Développement Economique et Social (PNDES) 2016–2020, couvrant l'énergie, les aménagements hydroagricoles, et les infrastructures routières et de télécommunication.

L'économie du Burkina Faso reste tout de même très peu répartie et s'appuie en grande partie sur l'exploitation minière, l'agriculture et l'élevage. Il faut souligner qu'il s'agit d'une agriculture de subsistance totalement dépendante des cultures pluviales.

## IV. APPROCHE METHODOLOGIQUE ADOPTEE

Ce chapitre traitera de la méthodologie générale adoptée dans cette étude. La démarche s'articule autour de sept (06) points :

- ✓ Quelques visites de terrain afin d'effectuer le diagnostic de fonctionnement actuel du canal ;
- ✓ La recherche documentaire et la collecte des données nécessaires dans cette étude ;
- ✓ La phase des études techniques (hydrologiques, hydrauliques) ;
- ✓ Redimensionner les sections transversales du canal et faire une analyse comparative ;
- ✓ Une proposition de réhabilitation du canal ;
- ✓ Dimensionner le dalot à l'exutoire final du canal.

### 1. Phase de recherche documentaire

Cette phase a eu pour but de rassembler l'essentiel des documents relatifs au thème de l'étude (Etudes d'APS et APD, les suivis et entretiens, les enquêtes sociologiques). Nous avons pu cerner la problématique, les difficultés auxquelles sont confrontés les riverains et de la délimitation de la zone d'étude.

### 2. Phase d'acquisition, traitement et contrôle des données

La phase d'acquisition des documents s'est déroulée au tour de la thématique du diagnostic et de l'évaluation de la capacité du drainage du canal de Zogona. Pendant cette phase de l'étude, nous avons consulté des revues et des articles relatifs aux alternatives de gestion des eaux pluviales, des pièces graphiques, des photos aériennes et des SIG de la ville de Ouagadougou. La DGUTF, les cabinets AGEIM et EMERGENCE Ingénierie nous ont ouvert leurs portes et ont mis à notre disposition les documents nécessaires pour notre étude. Les différentes étapes effectuées durant cette phase sont reportées dans le tableau 1.

Tableau 2: Synthèse de la méthodologie et démarche de travail

<b>Objectifs fixés</b>	<b>Tâches</b>	<b>Démarche méthodologique</b>	<b>Outils</b>	<b>Résultats attendus</b>
Faire un diagnostic du système actuel de drainage des eaux de ruissellement.	Visite du site et du réseau actuel Discussions avec les riverains Diagnostic du réseau existant Topographie du terrain.	Recherche et analyse de documents techniques disponibles Examen des cartes, plans, analyse des données topographique et une synthèse des informations.	Documentation : Plans APD du canal Rapport technique complet.	L'état des lieux du système de drainage actuel Les faiblesses et atouts du site Le diagnostic du réseau existant.
Etude de l'occupation des terres autour du canal de Zogona et des activités aux alentours.	Voir l'établissement des riverains, voisins directs du canal Identifier leurs activités Identifier la vulnérabilité Etablir une méthode d'approche pour interagir.	Analyse des documents Entretien avec les autorités Enquêtes auprès des riverains.	Questionnaires Guide d'entretien Cours de méthodologie de la recherche.	Les différentes activités menées au quotidien. Le plan de gestion des activités et l'aménagement du canal pour assurer la pérennité.
Soumettre des solutions adéquates pour un meilleur drainage des eaux pluviales évitant des inondations lors des averses avenir et préserver l'indépendance du canal. Voir les difficultés sur le terrain.	Elaborer et concevoir des schémas pour la gestion des eaux pluviales Adapter des ouvrages de protection du canal Fournir un document appuyant l'étude hydrologique et hydraulique de l'APD ou proposant des solutions mieux adaptées aux techniques et technologies.	Recherche documentaire sur Internet Consulter les entreprises ayant effectués l'aménagement et le contrôle Faire une étude hydrologique Analyse des pluies Détermination des sous bassins versants et leurs exutoires Etudes des débits entrants dans chaque bief du canal Redimensionnement du canal Synthèse des analyses et rédaction du document final.	Internet Support des cours Documents techniques Mémoires des anciens étudiants.	Un dossier technique pour un drainage efficace des eaux de pluie Carte des zones inondables.

### 3. Phase de visites de terrain et validation des données

La phase suivante qui est celle de la visite de terrain s'est déroulée après l'acquisition des données nécessaires. Elle était pour une reconnaissance du site mais aussi pour l'acquisition des données in situ. Elle s'est faite avec l'équipe de topographes que la DGUTF a mis volontiers à notre disposition via sa Direction de la Topographie et des Travaux Fonciers (DTTF). Ce qui nous a permis de mener les actions suivantes :

- ✓ Identifier le canal de Zogona et son exutoire principal (parc Bangr Weogo) ;
- ✓ Identifier les différents biefs et leur exutoires respectifs ;
- ✓ Identifier les sections du canal pour chaque bief et les ouvrages existants ;
- ✓ Faire une observation générale sur le profil en long ;
- ✓ Observer les délaissés de crues et les activités menées près du canal ;
- ✓ Discuter avec les populations sur les dégâts occasionnés lors des pluies et identifier leurs attentes.

Durant ces visites de terrains, des entretiens avec les riverains ont été effectués en vue de connaître les niveaux maximums d'inondations aux abords du canal de Zogona.

A la suite de ces différentes activités, nous avons pu :

- ✓ Recueillir des données hydrologiques, climatiques nécessaires pour cette étude ;
- ✓ Déterminer de façon sommaire les caractéristiques physiques des bas-fonds ;
- ✓ Relever la pente du canal par bief.

La phase de traitement de données a consisté à l'exploitation de la documentation acquise au cours de la recherche documentaire. Les entretiens menés ont permis de choisir les paramètres de dimensionnement tel que :

- ✓ La période de retour (T), les différents coefficients de ruissellement et ceux de la formule de Montana ;
- ✓ Délimiter le bassin versant du canal de Zogona et ses sous bassins ;
- ✓ Estimer la surface, la pente, la longueur hydraulique de chaque sous bassin ;
- ✓ Choisir la méthode de calcul des débits de pointe aux exutoires ;
- ✓ Redimensionner le canal ;
- ✓ Faire une modélisation du comportement hydraulique du canal pour une pluie de période de retour 10 ans ;
- ✓ Dimensionner le dalot à l'exutoire du canal.

## 4. Diagnostic du canal actuel

L'objectif du diagnostic est de dresser un bilan du fonctionnement actuel du canal et des ouvrages de franchissements qui s'y trouvent. Ceci afin d'identifier les dégâts et les maux dont souffre le canal. Et ainsi apporter des améliorations nécessaires au bon fonctionnement du canal.

## 5. Etude hydrologique

### 5.1. Ajustement de la loi de Gumbel à un échantillon de pluies journalières maximales de Ouagadougou

Pour une estimation raisonnable des valeurs de pluies maximales journalières pour des périodes de retour supérieures ou égales à 10 ans, nous avons utilisé l'ajustement de la loi de Gumbel à un échantillon de pluies journalières maximales de Ouagadougou. La période d'observation est de 1961 à 2014 (station de l'aéroport). La valeur de la pluie journalière du 1er septembre 2009 n'a pas été prise en compte dans l'étude statistique car c'était une pluie exceptionnelle. La validation de la loi a été faite au travers du test graphique des intervalles de confiance à 95%. Après la validation de la loi, nous avons estimé les pluies maximales journalières, décennales, cinquanteannales et centennales.

L'ajustement a été fait sous Excel et la fréquence expérimentale utilisée est celle de Weibull car des simulations ont montré que, pour la loi de Gumbel, il faut utiliser cette fréquence expérimentale :

$$F_{nd}^*(x_i) = \frac{i}{n+1} \text{ avec } i \text{ le rang de l'observation } x_i \text{ dans la série ordonnée et } n \text{ la taille de la série.}$$

*Équation 1: Fonction de répartition de Weibull*

La pluie est déterminée par la méthode des moments :

$$Pr ob \left\{ |\bar{x}(f) - x(f)| \leq t(\alpha; n - 1) * A(f, n) * \frac{\sigma}{\sqrt{n}} \right\} = \alpha$$

*Équation 2: Probabilité d'obtention de la pluie*

### 5.2. Etude, caractérisation et délimitation des sous bassins versants

Nous avons fait un découpage du grand bassin versant (Photo 2). Pour notre étude, les exutoires sont les dalots qui sont les principales singularités du canal. Ceci nous permettra de dégager une étude comparative (vérification) avec les résultats présentés dans l'APD. Pour parvenir à cela, nous avons utilisé le logiciel ArcGis. La démarche adoptée a consisté d'abord à repérer notre zone de projet sur Google Earth puis tracer une ligne projet.



Photo 2: Différents ouvrages de franchissement le long du canal

La délimitation des sous bassins versants du site a été faite à partir de la carte topographique.

Elle a consisté notamment à :

- ✓ Repérer les lignes de crêtes ;
- ✓ Repérer les grands axes routiers traversant le site ;
- ✓ Repérer les exutoires ;
- ✓ Tracer les lignes de partage des eaux suivant les lignes de crêtes et tenant compte des contraintes réelles sur le terrain.

Nous avons pu dégager de ce qui précède, les paramètres suivants :

- La superficie (S) et le périmètre (P) de chaque sous bassin versant ;
- L'élévation maximale, minimale, la longueur de l'écoulement.

Les principales caractéristiques physiographiques de chaque sous bassin ont été calculées. Il s'agit de :

- Indice de compacité de Gravelius :

$$K_G = \frac{P}{2\sqrt{\pi S}}$$

Équation 3: Indice de compacité

Il permet de caractériser la forme de chaque sous bassin.

- La longueur du rectangle équivalent :

$$L = \frac{P + \sqrt{P^2 - 16S}}{4}$$

Équation 4: Longueur du rectangle équivalent

Le rectangle équivalent permet de comparer facilement les bassins entre eux. Ceci du point de vue de l'influence de leurs caractéristiques sur l'écoulement.

- La pente moyenne du bassin versant :

$$I = \frac{\Delta Z_{max}}{L_{cours\ d'eau}}$$

Équation 5: Pente moyenne

- La densité de drainage :

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S}$$

Équation 6: Densité de drainage

### 5.3. Calcul des débits élémentaires par la méthode rationnelle améliorée

Nous utilisons la méthode rationnelle améliorée car elle permet de calculer les débits de pointe à l'exutoire de chaque sous bassin. Cette méthode se fonde sur un certain nombre d'hypothèses définies comme suit :

- ✓ L'intensité de la pluie est considérée constante et uniforme dans le temps et dans l'espace ;
- ✓ Le débit de pointe  $Q_p$  est considéré comme une fraction de débit précipité ;
- ✓ L'intervalle de récurrence du débit de pointe  $Q_p$  est le même que celui de la pluie incidente ;
- ✓ Et le coefficient de ruissellement  $C$  est supposé invariable d'une averse à l'autre.

L'expression permettant d'estimer ce débit de pointe est :

$$Q_p = K_1 * C * i(tc; T) * A^\epsilon$$

Équation 7: Débit de pointe par la méthode rationnelle

$Q_p$  : débit de pointe en  $[m^3/s]$

$K_1$  : coefficient égal à  $1/360$

$C$  : coefficient de ruissellement. La densité des constructions et des zones imperméables favorise le coefficient de ruissellement dans les villes. Il augmente au fur et à mesure de la modernisation des villes. Pour la ville de Ouagadougou, il est de l'ordre de 0.7 pour chaque

sous bassin versant car des études antérieures ont montré que cette valeur correspond au coefficient de ruissellement de notre zone d'étude.

$i$  : l'intensité de la pluie incidente en [mm/h]

$A$  : la superficie du bassin versant en question en [ha]

$\varepsilon$  : coefficient tenant compte de l'abattement de la pluie

a. Estimation du temps de concentration par bassin élémentaire

En Afrique, les formules les plus utilisées sont celles de Kirpich et Richards d'après [BCEOM, 1981]. Le temps de concentration retenu est la moyenne arithmétique des temps de concentration obtenus par les formules de Kirpich et de Richards, et celui obtenu par la méthode à base physique. L'intérêt d'utiliser trois formules empiriques pour le calcul de  $t_c$ , est dû à son importance dans le calcul de la valeur du débit de pointe.

i. Formule de Kirpich ( $2000 < S < 10\ 000$  [ha] et  $L < 30$  [km])

$$t_c = 0.01947 * L^{0.77} * I^{-0.385}$$

Équation 8: Temps de concentration par la méthode de Kirpich

Avec :

$t_c$  : le temps de concentration en [mn] ;

$L$  : la longueur du plus long chemin hydraulique en [m] ;

$I$  : la pente moyenne en [m/m].

ii. Formule de Richards

$$\frac{t_c^3}{1 + t_c} = 9.8 * \frac{K}{CR} * \frac{L^2}{I}$$

Équation 9: Temps de concentration par la méthode de Richards

Avec :

$t_c$  : Temps de concentration en [h] ;

$K$  : coefficient fonction du produit  $CR$  ;

$L$  : Longueur du plus long chemin hydraulique en [m] ;

$I$  : la pente moyenne en [m/m]

$C$  : coefficient de ruissellement ;

$$R = h + \frac{h}{T_c}$$

Où  $h$  est la hauteur d'eau précipitée (en mm) pendant la durée  $t_c$  [h] ; On peut calculer  $h$  à partir d'une relation de Montana par exemple.

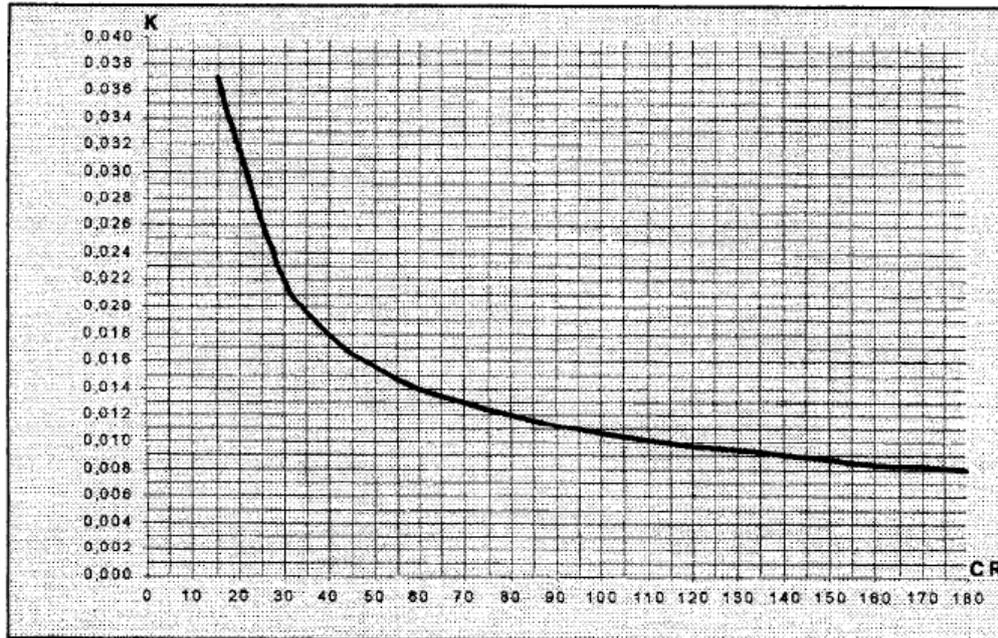


Figure 3: Valeur de K en fonction de CR dans la formule de Richard

Outre, l'équation suivante permet aussi de calculer K en fonction de CR.

$$K = 3.32642 * 10^{-14} * (CR)^6 - 2.28627 * 10^{-11} * (CR)^5 + 6.35086 * 10^{-9} * (CR)^4 - 9.13077 * 10^{-7} * (CR)^3 + 7.21979 * 10^{-5} * (CR)^2 - 3.0794210^{-3} * (CR) + 0.069981$$

Équation 10: Formule de K en fonction de CR

### iii. Méthode à base physique

Le calcul de  $t_c$  à partir de ces formules peut conduire à des résultats assez différents pour un même bassin versant. C'est pourquoi, pour la mise en œuvre de la méthode rationnelle, on utilise le plus souvent une méthode à base physique. On décompose le temps de concentration en deux temps à savoir :  $t_c = t_s + t_r$

$t_s$  : temps de ruissellement en surface avant de rejoindre le réseau d'assainissement ;

$t_r$  : temps de ruissellement en réseau jusqu'à l'exutoire.

#### ✓ Estimation du temps de ruissellement en surface $t_s$

- dans les agglomérations urbaines, de l'ordre de 5 [min] ;
- dans les agglomérations semi-urbaines, de l'ordre de 5 à 15 [min] ;
- pour les terrains non bâtis, de l'ordre de 20 à 30 [min].

#### ✓ Estimation du temps de ruissellement en réseau $t_r$

Lorsque le réseau est en projet (non existant), cette estimation implique un processus implicite, résolu de manière itérative. En effet,  $t_r$  dépend des dimensions du réseau et du débit à évacuer.

M. Desbordes propose la formule empirique suivante :

- Pour un allongement du bassin versant  $M = L/\sqrt{S} \cong 2$  on a :

$$t_r = 0.687 * I^{-0.41} * S^{0.529} * Q^{-0.354}$$

*Équation 11: Temps de ruissèlement pour M=2*

- Pour un allongement du bassin versant  $M = L/\sqrt{S} \neq 2$  on a :

$$t_r = 0.423 * I^{-0.41} * S^{0.529} * Q^{-0.354} * M^{0.69}$$

*Équation 12: Temps de ruissèlement pour M #2*

Avec :

L : plus long trajet hydraulique en [m] ;

S : la surface du bassin versant en [ha] ;

Q : le débit à évacuer en [m<sup>3</sup>/s] ;

I : la pente du bassin versant ;

tr : le temps de ruissèlement en [mn].

#### b. Estimation de l'intensité de pluie

La formule de Montana est celle qui est retenue pour le calcul de l'intensité de pluie. Les coefficients de Montana pour cette étude sont ceux établis par Ouédraogo en 2014 pour la ville de Ouagadougou : a = 890 et b = 0,65.

$$i(t_c; T) = a_T * t^{-b}$$

*Équation 13: Intensité de la pluie*

Avec :

i : intensité de la pluie de même durée que t<sub>c</sub> ;

t<sub>c</sub> : le temps de concentration en [mn] ;

T : durée de retour.

#### c. Détermination des débits équivalents des sous bassins

Les bassins versants sont disposés soit en série soit en parallèle. Les débits d'eau qui transitent dans les bassins élémentaires sont assemblés selon ces deux dispositions pour ce qui est des débits équivalents évacués. Ces bassins sont assemblés deux à deux en partant de l'amont vers l'aval. Ceci qui nécessite de déterminer une surface moyenne, un coefficient de ruissellement moyen et une intensité de pluie moyenne pour chaque couple de bassins versants. Pour calculer ces paramètres moyens, nous avons utilisé les formules du tableau 2 en fonction du type d'assemblage associé.

Tableau 3: Paramètres équivalents en fonction du type d'assemblage

Type d'assemblage	Surface	Coefficient de ruissellement	Pente	Conditions
En série	$A_{eq} = \sum A_j$	$C_{eq} = \frac{\sum C_j * A_j}{\sum A_j}$	$I_{eq} = \frac{(\sum L_j)^2}{\left(\sum \frac{L_j}{\sqrt{I_j}}\right)^2}$	Si $Q_{eq} > \sum(Q_j)$ alors $Q_{eq} = \sum(Q_j)$ .
En parallèle	$A_{eq} = \sum A_j$	$C_{eq} = \frac{\sum C_j * A_j}{\sum A_j}$	$I_{eq} = \frac{\sum I_j * Q_j}{\sum Q_j}$	Si $Q_{eq} < \text{Max}(Q_j)$ alors $Q_{eq} = \text{Max}(Q_j)$ .

## 6. Etudes Hydrauliques

### 6.1. Dimensionnement hydraulique des sections de chaque bief du canal

En référence à la forme des sections actuellement en place, nous avons retenu un profil trapézoïdal avec un fruit des berges  $m = 1$  et  $m=1.5$  selon le bief du canal. La rugosité de Strickler retenue est  $K_s = 70$  [ $m^{1/3}/s$ ] car le revêtement est fait avec du béton. La pente de chaque bief est celle retenue dans l'étude de l'APD.

A partir du débit à évacuer et des caractéristiques hydrauliques et géométriques du canal, nous calculons de façon itérative la profondeur d'eau normale par le biais de la formule suivante :

$$y_n = \left( \frac{Q}{K_s \sqrt{I}} \right)^{\frac{3}{5}} \frac{[b + 2y_n \sqrt{1 + m^2}]^{\frac{2}{5}}}{b + my_n}$$

Équation 14: Profondeur d'eau normale

Avec :

Q : débit évacué par le bief [ $m^3/s$ ]

b : largeur en radier [m]

I : pente du bief [m/m].

Pour procéder à une vérification par rapport à l'écoulement nous avons calculé le nombre de Froude (Fr) dans chaque tronçon pour déterminer le type d'écoulement.

### 6.2. Etude du comportement des lignes d'eau aux droits des singularités

L'objectif de cette étude est de vérifier que les ouvrages locaux dimensionnés peuvent effectivement contenir les perturbations et ainsi réduire les irrégularités de l'écoulement. Outre, cette étude permet aussi d'évaluer la revanche de chaque bief.

La ligne d'eau dans chaque bief a été calculée en fonction de la nature du régime d'écoulement dans chaque tronçon. Les critères de calcul sont les suivants :

- ✓ Le passage du régime fluvial au régime torrentiel nécessite le passage par une section critique (chute) ;
- ✓ Le passage du régime torrentiel au régime fluvial nécessite un ressaut hydraulique ;
- ✓ Il n'y a pas de courbe de remous permettant de se raccorder à une profondeur normale torrentielle à l'amont. Cette profondeur doit être atteinte à l'amont immédiat de la singularité ou par l'intermédiaire d'un ressaut hydraulique. L'écoulement torrentiel est influencé par l'amont jusqu'à la singularité ou au ressaut ;
- ✓ Il n'y a pas de courbe de remous permettant de se raccorder à une profondeur normale fluviale à l'aval. Cette profondeur doit donc être atteinte à l'aval immédiat de la singularité ou par l'intermédiaire d'un ressaut. L'écoulement fluvial est influencé par l'aval jusqu'à la singularité ou au ressaut.

## 7. Dimensionnement du Dalot

Les dalots sont des ouvrages en béton armé qui présentent une section rectangulaire ou carrée. Ce sont des ouvrages sous chaussée qui ne nécessitent aucun remblai : une circulation à même la dalle peut être envisagée moyennant des précautions lors de la construction. Ils ne peuvent en général admettre qu'une faible épaisseur de remblai (de l'ordre d'un ou deux mètres), à moins d'être spécialement calculés pour les surcharges. Ces remblais sont à proscrire si la chaussée doit être revêtue.

Trois types de dalots sont couramment utilisés :

- ✓ Les dalots ordinaires constitués de piédroits verticaux fondés sur semelles ou radier général et sur lesquels repose une dalle en béton armé.
- ✓ Les dalots cadres dans lesquels la dalle, les piédroits et le radier constituent une structure rigide en béton armé (cadre).
- ✓ Les dalots portiques analogues aux dalots cadres mais sans radier (piédroits verticaux fondés sur semelles).

Nous choisirons ici des dalots cadres puisque ce sont des structures monolithiques, en ce sens que les traverses et les piédroits forment un tout, d'où leur simplicité et leur robustesse tout à fait avantageuses.

Le dalot dimensionné est celui de l'exutoire final. Il permet le passage des eaux du canal vers le parc Bangr Weogo en traversant l'avenue du président Thomas Sankara (RN4).

### 7.1. Condition de fonctionnement

Pour notre dalot, la sortie est libre. C'est-à-dire que le niveau de l'eau à l'exutoire immédiat de l'ouvrage est en dessous du bord supérieur de l'ouvrage. Le type d'écoulement dans le cas de

la sortie aval libre dépend du niveau amont. Dans ce cas le niveau amont doit vérifier la condition suivante :

$$H_1/D \leq 1.25, \text{ avec } D \text{ la hauteur de l'ouverture du dalot.}$$

Le type de dalot choisi est donc un dalot à sortie dénoyée en écoulement à surface libre

### 7.2. Dimensionnement hydraulique

Ce dimensionnement nous permet de déterminer la section d'ouverture (largeur et hauteur) ainsi que le nombre d'ouverture du dalot.

Les calculs d'un dalot se font à deux niveaux différents d'approximations successives. Connaissant le débit  $Q$ , on se donne une première valeur de la hauteur  $D$  admissible pour le dalot, compte tenu des caractéristiques géométriques du projet de route au droit de l'ouvrage. On se fixe alors la largeur  $B$  du dalot tel que la vitesse moyenne  $V = Q/BD$  ne dépasse pas la vitesse maximale de 3 m/s.

Les valeurs  $B$ ,  $D$  et  $Q$  étant connues, on calcule  $Q^* = q/BD\sqrt{2gD}$  avec  $q = Q/Nbr.ov$ ,  $Nbr.ov$  étant le nombre d'ouverture du dalot. A l'aide de l'abaque fourni en annexe, on a alors  $H1^* = H1/D$  correspondant à notre  $Q^*$  calculé dont on vérifiera la compatibilité avec le projet. On recommencera le cas échéant avec une autre valeur de la largeur  $B$ , supérieure à la première valeur essayée.

### 7.3. Dimensionnement structural du dalot

L'objectif est de vérifier que le dimensionnement adopté pour le dalot lui confère le niveau de fiabilité requis compte tenu de la qualité exigée des matériaux qui seront utilisés et du niveau de contrôle prévu lors de l'exécution.

## V. RESULTATS ET INTERPRETATIONS

### 1. Diagnostic du canal actuel

#### 1.1. Description physique du canal de Zogona

Le canal de Zogona (photo 3) est aménagé entièrement en béton armé. Il est long de 4087 [m]. Il prend naissance à l'aval de la rue ZAD et se jette dans le parc Bangr Weogo qui est son exutoire. De son début, sur 89 [m] de longueur, le canal est en forme rectangulaire. Pour tout le reste, il est en forme trapézoïdale. C'est un affluent du Nabouli qui traverse la ville en s'écoulant de l'Ouest à l'Est. Le canal est un aménagement du lit mineur de cet affluent.



Photo 3: Profil en long du canal de Zogona

#### 1.2. Dégâts observés sur le canal

Le canal de Zogona est subdivisé en quatre biefs. Pour chaque, nous avons compté le nombre de panneaux défectueux. Ces panneaux devront être remplacés pour conférer au canal son bon fonctionnement. Ainsi, nous avons :

Tableau 4: Nombre de panneaux défectueux par bief

Bief	Début	Fin	Nombre de panneau défectueux	
			Berge	Base
1	Entré du canal -Rue de la ZAD	Dalot de l'Avenue des arts	1	0
2	Dalot de l'Avenue des arts	Dalot du complexe ATI	24	23
3	Dalot du complexe ATI	Dalot du boulevard Charles De Gaulle	18	14
4	Dalot du boulevard Charles De Gaulle	Dalot de la rue de l'hôpital Yalgado – Exutoire parc Bangr Weogo	1	10

Il est à noter que tous les panneaux défectueux en berge sont ceux de la berge gauche suivant le sens d'écoulement du canal.

### 1.3. Ouvrages existants et état de fonctionnement

Tout au long du canal, on y trouve des dalots cadres fermés aménagés permettant de franchir les rues. Ils se trouvent notamment sur l'Avenue des Arts, la rue du Complexe ATI, le boulevard Charles De Gaulle et la rue de l'hôpital Yalgado (RN4). Ces ouvrages sont en bon état structural. Il faut noter que le premier dalot (avenue des Arts) se trouve 804 m du début du canal.

Il existe des petits ponts le long du canal pour la traversée à pied ou engins à deux roues. Il faut signaler aussi que le fond du canal est fortement obstrué par des dépôts de terre et ordures dans des tronçons bien localisés (Voir [Annexe V](#)). Ceci est l'une des causes des débordements et inondations du canal dont a déploré les riverains lors de notre enquête.

<p><b>1-Dalot de l'avenue des Arts</b></p>  <p>Section d'ouverture : 2 x 4.40 x 2.5 [m<sup>2</sup>]</p>	<p><b>2-Dalot de la rue du complexe ATI</b></p>  <p>Section d'ouverture : 3 x 3.95 x 2.5 [m<sup>2</sup>]</p>
<p><b>3-Dalot du boulevard Charles De Gaulle</b></p>  <p>Section d'ouverture : 2 x 5.90 x 3.13 [m<sup>2</sup>]</p>	<p><b>4-Dalot de la rue de l'hôpital Yalgado (RN3)</b></p>  <p>Section d'ouverture : 6 x 5 x 3.2 [m<sup>2</sup>]</p>

Photo 4: Les dalots et leurs caractéristiques géométriques le long du canal

Le canal est construit sur le lit mineur d'un cours d'eau naturel, affluent du Nabouli. Il y a un champ d'inondation de part et d'autre du canal (figure 4 et Photo 5).

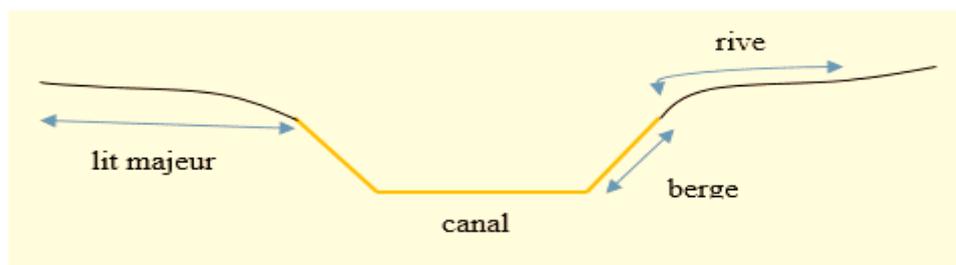


Figure 4: Exemple de profil du canal



Photo 5: Champs d'inondation de 60 [m] de part et d'autre du canal.

Le canal draine une quantité importante d'eau pendant la période de pluie. Cette quantité de pluie drainée est tellement importante que le canal est totalement débordé en saison de pluie comme l'illustre les photos de la pluie de l'année 2017 (photo 6 et 7). Il draine aussi les eaux usées ménagères des riverains. Outre, il est pratiqué à certains endroits du maraichage (photo 8 et 9) et de la vente des plantes.



*Photo 6: Canal totalement débordé. Date 18/05/2017*



*Photo 7: Le même canal (en référence à la photo 6) pris le 4/06/2018*



*Photo 8: Puisage de l'eau pour le maraichage*



*Photo 9: Maraichage à proximité du canal*

## 2. Etude hydrologique

### 2.1. Ajustement de la loi de Gumbel à un échantillon de pluies journalières maximales de Ouagadougou

Nous avons déterminé, à partir d'un échantillon de pluies journalières maximales (station de l'aéroport), les caractéristiques de cet échantillon (la moyenne  $X_{moyenne} = m$  et l'écart type  $\sigma$ ). Les valeurs trouvées sont :

$$m = 64.1 \text{ [mm]} \text{ et } \sigma = 17 \text{ [mm]}$$

Ces deux valeurs caractéristiques nous ont permis d'estimer les deux paramètres de la loi de Gumbel que sont  $x_0$  (le mode) et  $s$  (le paramètre d'échelle) à partir des relations suivantes :

$$x_0 = m - \alpha_n * \sigma$$

$$s = \beta_n * \sigma$$

Où  $\alpha_n$  et  $\beta_n$  dépendent de la taille de l'échantillon.

Tableau 5:  $\alpha_n$  et  $\beta_n$  en fonction de la taille de l'échantillon  $n$

n	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	$\infty$
$\alpha_n$	0.521	0.493	0.482	0.477	0.472	0.470	0.468	0.466	0.465	0.464	0.450
$\beta_n$	1.053	0.941	0.899	0.876	0.861	0.850	0.844	0.838	0.833	0.829	0.780

Par interpolation, pour notre échantillon de  $n=53$ , nous avons :

$$\alpha_n = 0,471 \text{ et } \beta_n = 0,858$$

Ainsi nous obtenons les valeurs de  $x_0$  et  $s$ :

$$x_0 = 56.1 \text{ [mm]} \text{ et } s = 14.5 \text{ [mm]}$$

Nous avons validé la loi via la construction des intervalles de confiance à 95% autour du nuage de points des observations. L'examen visuel du graphique représentatif de l'ajustement réalisé montre que la loi peut être validée car toutes les observations sont à l'intérieur de la bande de confiance (figure 5).

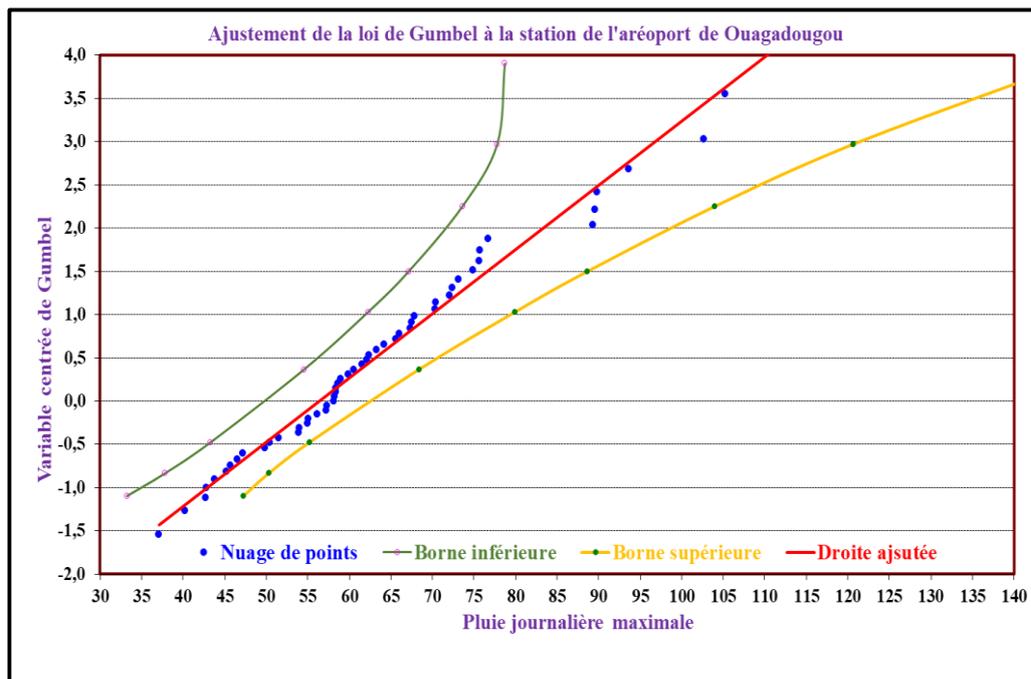


Figure 5: Ajustement de la loi de Gumbel

Les valeurs des pluies journalières pour des périodes de retour supérieures ou égales à 10 ans sont consignées dans le tableau suivant (Tableau 6) :

Tableau 6: Valeurs des pluies journalières pour des périodes de retour supérieures ou égales à 10 ans

T [ans]	Fnd	$u_x$	$P_x$ [mm]	$t(95\%;53)$	$A(f;53)$	Ecartype
10	0,9	2,250	<b>88,8</b>	2,01	2,234	10,4
50	0,98	3,902	<b>112,7</b>	2,01	3,658	17,0
100	0,99	4,600	<b>122,9</b>	2,01	4,275	19,9

Les valeurs caractéristiques sont bien estimées grâce au calcul de l'intervalle de confiance de chaque quantile. Pour ce qui est de la localisation climatique de la ville de Ouagadougou, les valeurs de  $P_{10}$  et  $P_{100}$  obtenues peuvent être jugées acceptables car le rapport :

$$\frac{P_{100} - P_{10}}{P_{10}} = 0.38$$

On remarque que cette valeur de 0.38 est égale à celle proposée par l'ORSTOM en absence des données de pluies journalières maximales en zone tropicale.

## 2.2. Etude, caractérisation et délimitation des sous bassins versants

La délimitation des sous bassins du canal a été faite via le logiciel ArcGis (Figure 6). Cette délimitation a été faite selon les exutoires - principales singularités - du canal. La somme des superficies totales est de 11 [km<sup>2</sup>] contre 10.21 [km<sup>2</sup>] dans l'APD. En référence aux paramètres

physiographiques des sous bassins présentés dans le tableau 7, on peut dire que le bassin versant qui draine les eaux de notre canal a une forme allongée car en moyenne l'indice de compacité de Gravelius  $K_G = 1.69$  et la densité de drainage  $Dd$  moyenne est  $2.3 \text{ km/km}^2$ .

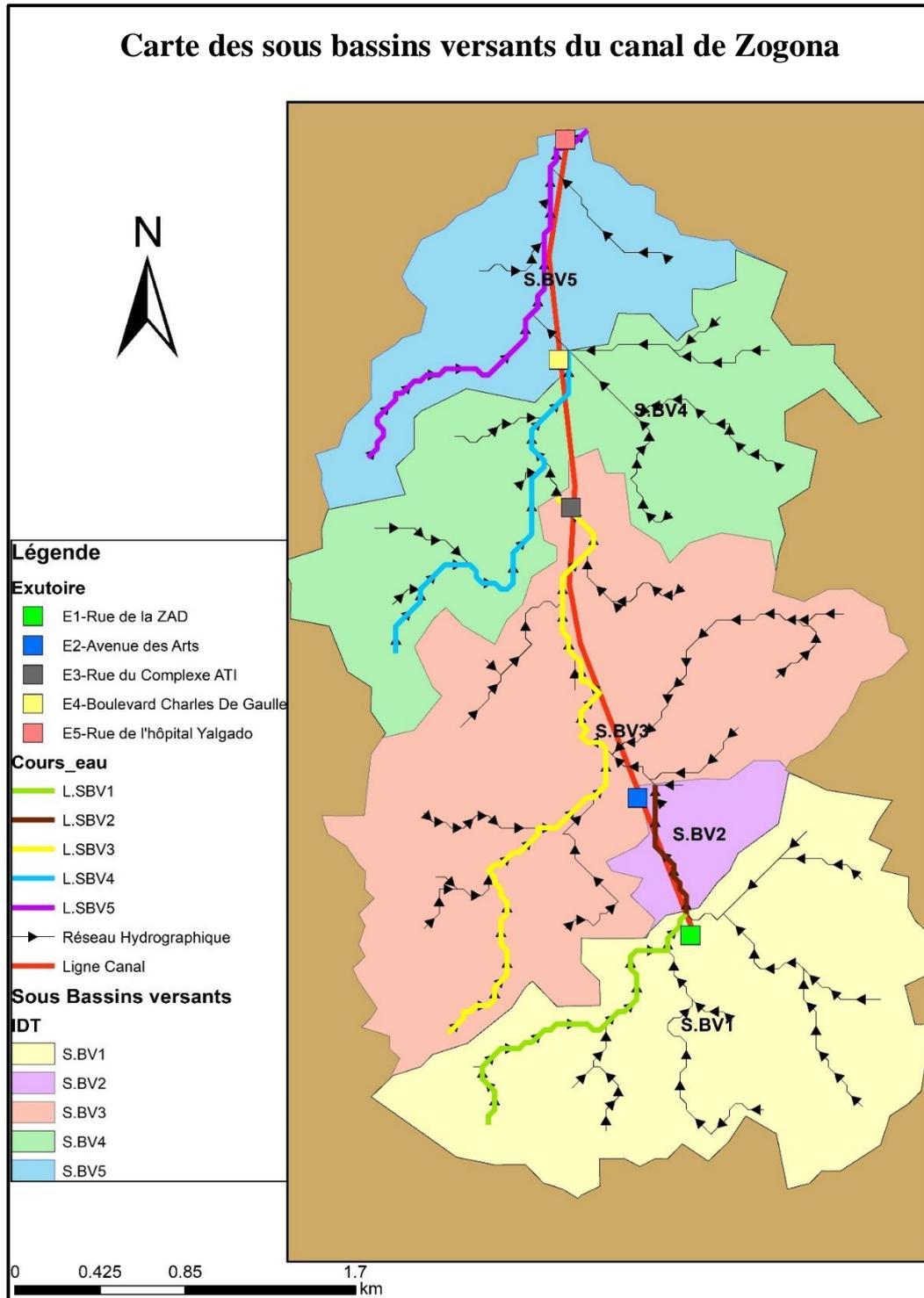


Figure 6: Carte des sous bassins versants

Tableau 7: Quelques caractéristiques physiographiques des sous bassins versants du canal de Zogona

BV	S [km <sup>2</sup> ]	P [km]	C	L <sub>hydraulique</sub> [km]	I [m/m]	K <sub>G</sub>	Σ L [km]	Dd [km <sup>-1</sup> ]
1	3,011	9,50	0,70	1,89	0,0185	1,54	4,00	2,51
2	0,386	3,15	0,70	0,14	0,1571	1,43	1,27	0,70
3	3,978	11,97	0,70	3,64	0,0107	1,69	5,22	2,77
4	2,549	11,70	0,70	2,35	0,0179	2,07	5,37	2,89
5	1,522	7,46	0,70	2,38	0,0168	1,71	3,26	2,61
						<b>Moyenne</b>	<b>1,69</b>	<b>2,30</b>

### 2.3. Calcul des débits élémentaires par la méthode rationnelle améliorée

Le tableau suivant (Tableau 8) présente les résultats du calcul des débits élémentaires par la méthode rationnelle améliorée. Nous avons choisi de retenir comme valeur moyenne le temps de concentration calculé par la formule à base physique et les formules de Kirpich et Richards afin d'obtenir une valeur pondérée.

Tableau 8: Temps de concentration et débits élémentaires par les méthodes empiriques

N° BV	S [ha]	C	Tc [Kirpich]	Tc [Richards]	Tc retenue [min]	I [mm/h]	Q [m <sup>3</sup> /s]
1	301.1	0.70	36.2	54.7	45.46	74.46	<b>32.8</b>
2	38.6	0.70	15.6	20.1	17.86	136.66	<b>8.5</b>
3	397.8	0.70	61.6	99.8	80.72	51.27	<b>29.4</b>
4	254.9	0.70	36.1	54.5	45.33	74.60	<b>28.0</b>
5	152.2	0.70	37.4	56.7	47.02	72.85	<b>16.8</b>

Tableau 9: Temps de concentration et débits élémentaires par la méthode à base physique

BV	S [ha]	C	L <sub>hydrau</sub> [km]	I	Qi [m <sup>3</sup> /s]	M	Tr [min]	Ts [min]	Tc [min]	i [mm/h]	Qc [m <sup>3</sup> /s]
1	301.1	0.70	2.400	1.85%	<b>28.29</b>	1.38	17.00	40.00	57.00	64.28	<b>28.3</b>
2	38.6	0.70	0.707	1.43%	<b>8.31</b>	1.14	8.62	10.00	18.62	133.00	<b>8.3</b>
3	397.8	0.70	3.640	1.07%	<b>32.72</b>	1.83	28.45	40.00	68.45	57.07	<b>32.7</b>
4	254.9	0.70	2.350	1.79%	<b>27.51</b>	1.47	16.67	30.00	46.67	73.20	<b>27.5</b>
5	152.2	0.70	2.380	1.68%	<b>19.33</b>	1.93	17.79	20.00	37.79	83.97	<b>19.3</b>

Pour chaque bassin versant, le temps de concentration et le débit de retenus est la moyenne arithmétique des valeurs fournies par les deux méthodes.

## 2.4. Calcul des débits par assemblage des bassins élémentaires

Le tableau 10 présente les débits équivalents pour les différents tronçons du profil en long du canal. Le temps de concentration à l'exutoire (Parc Bangr Weogo) est d'environ 84 [min].

Tableau 10: Débits équivalents par association des sous bassins versants

Type Asso	Tronçon	Tceq	Aeq [ha]	Ceq	Ieq	i [mm/h]	Q [m <sup>3</sup> /s]
BV1	Pk0-Pk737	51.23	301.09	0.70	1.85%	68.90	<b>30.5</b>
BV1 & BV2 en Série	Pk737-Pk2230	55.78	339.67	0.70	1.74%	65.19	<b>32.2</b>
(BV1,2) & BV3 en Série	Pk2230-Pk2974	74.59	737.47	0.70	1.32%	53.97	<b>55.6</b>
(BV1,2 et 3) & BV4 en Série	Pk2975-Pk4079	79.33	992.39	0.70	1.30%	51.85	<b>70.9</b>
(BV1,2,3 et 4) & BV5 en Série	Dalot	83.74	1144.56	0.70	1.47%	50.06	<b>78.3</b>

## 3. Etude hydraulique

### 3.1. Dimensionnement hydraulique des sections de chaque bief du canal

Connaissant le débit  $Q_i$ , la pente  $I_i$ , la rugosité  $K_s$  et le fruit des berges  $m$  de chaque bief du canal, nous avons d'abord déterminé les dimensions d'une section hydrauliquement favorable. Ensuite, en fixant  $b_i$ , on détermine à partir d'une relation explicite la profondeur normale  $y_{ni}$  d'eau dans le tronçon  $i$  à partir de la relation de la loi de Strickler dans le chapitre précédent Approche Méthodologique Adoptée.

Les résultats de l'ensemble des tronçons du canal sont mentionnés dans le tableau 11.

Tableau 11: Sections hydrauliques par bief du canal

Tronçon	$I_{ret}$	Q [m <sup>3</sup> /s]	$y_n$ [m]	b [m]	$b_{ret}$ [m]	$y_n$ [m]	U [m/s]
Pk0-Pk737	0.005	<b>30.5</b>	1.88	1.55	4	1.27	4.55
Pk737-Pk2230	0.0047	<b>32.2</b>	1.94	1.60	5	1.18	4.40
Pk2230-Pk2974	0.0047	<b>55.6</b>	2.38	1.97	8.5	1.21	4.75
Pk2975-Pk4079	0.0040	<b>70.9</b>	2.68	2.22	13	1.14	4.40
Dalot	0.0030	<b>78.3</b>	2.94	2.44	15	1.21	4.00

Avec les dimensions de la section hydrauliquement favorable, le canal serait plus profond et moins large. Il a été plus judicieux d'augmenter la base afin d'avoir des biefs peu profonds.

### Vérification de l'auto curage

Pour s'assurer de l'auto curage dans le canal, il faut que 10% du débit dans chaque canal génère une vitesse d'au moins égale à 0.6 [m/s] (Norme française).

Tableau 12: Vérification de la vitesse minimale pour l'auto curage

Tronçon	$I_{ret}$	10%Q	$b_{ret}$ [m]	$y_n$	U [m/s]
Pk0-Pk737	0.005	3.05	4	0.33	2.33
Pk737-Pk2230	0.0047	3.22	5	0.30	2.14
Pk2230-Pk2974	0.0047	5.56	8.5	0.30	2.16
Pk2975-Pk4079	0.0040	7.09	13	0.29	1.91
Dalot	0.0030	7.83	15	0.30	1.72

### 3.2. Détermination des hauteurs maximales de chaque bief du canal

Pour déterminer les hauteurs maximales de chaque bief du canal, on a procédé par la méthode de Bakhmeteff (calcul des lignes d'eau). Le régime d'écoulement dans tous les biefs du canal est torrentiel. Le calcul est fait de l'amont vers l'aval. Les résultats obtenus sont mentionnés dans le tableau 13.

Tableau 13: Hauteurs maximales de chaque bief du canal

Tronçon	Q [m <sup>3</sup> /s]	Lbief [m]	Hs [m]	H <sub>sc</sub> [m]	Fr	Règle de calcul	r [m]	H <sub>max</sub> [m]
Pk0 - Pk804	30,53	804	2.33	2.19	1.44	Passage d'un RT à un RT. Le RT amont vient jusqu'à la singularité	0.25	1.50
Pk804 - Pk2230	31,60	1426	2.17	2.05	1.41	Au début du bief 2, on a une courbe de remous S3 ( $y_0 = 0.85$ [m] et $y_1 = 1.27$ [m] et longue 344 [m]) à l'aval le RT vient jusqu'à la singularité	0.25	1.50
Pk2230 - Pk2974	55,63	744	2.36	2.20	1.46	Au début du bief 3, on a une courbe de remous S3 ( $y_0 = 0.933$ [m] et $y_1 = 1.21$ [m] et longue 354 [m]) à l'aval le RT vient jusqu'à la singularité	0.25	1.50
Pk2975- Pk4079	70,86	1,104	2.13	2.03	1.37	Au début du bief 3, on a une courbe de remous S3 ( $y_0 = 0.974$ [m] et $y_1 = 1.14$ [m] et longue 276 [m]) à l'aval le RT vient jusqu'à la singularité	0.25	1.50

RT : régime torrentiel

La hauteur maximale de chaque tronçon est suffisante pour contenir la ligne d'eau véhiculée. Cependant, on observe chaque année les débordements du canal. Cela est dû au manque d'entretien du canal. Le comblement de chaque bief du canal a considérablement modifié la section d'écoulement ainsi que la rugosité du canal. Ceci nous a conduits à évaluer l'impact du comblement du canal sur la capacité d'évacuation.

### 4. Impact du comblement du fond du canal sur son hydraulité

Les biefs 1 et 2 sont ceux où les dépôts de terres sont considérables. Pour voir l'impact de ces dépôts de terres en termes d'écoulement hydraulique, nous avons évalué le débit véhiculé à pleine bord avec et sans les dépôts (comblement de fond) du canal.

Tableau 14: Impact du comblement du fond du canal sur son hydraulique

	Sans dépôt de terre				Avec dépôt de terre								
Tronçon	b [m]	h [m]	m	Qmax [m <sup>3</sup> /s]	b1 [m]	y1 [m]	b2 [m]	y2 [m]	S P1 [m]	St [m <sup>2</sup> ]	Keq	Qréel [m <sup>3</sup> /s]	Taux
Pk0-Pk737	4	1.8	1	56.67	0.8	0.47	3.2	1.33	8.7	7.432	50.63	23.95	42%
Pk737-Pk2230	5	2	1	80.59	1.3	0.35	3.7	1.65	10.37	11.41	52.08	43.43	54%

Il ressort du tableau 14 que les dépôts de terres mesurés dans les biefs 1 et 2 impactent gravement de façon négative sur le débit d'écoulement du canal. En effet, à cause de ces dépôts de terre, le premier bief ne peut transiter les eaux qu'à 42% dans sa capacité initiale ; le second bief est quant à lui réduit à 54% de sa capacité initiale d'écoulement des eaux.

Comme conséquence, les eaux sont davantage débordées dans ces tronçons, créant ainsi des inondations. Outre, cela crée aussi un cumul des eaux en amont, entraînant des inondations.

## 5. Etude comparative

Nous avons comparé nos résultats avec ceux de l'APD déjà réalisés. Nous remarquons des légères variations.

Tableau 15: Comparatif des résultats

	Q_total [m <sup>3</sup> /s]	S_totale BV [km <sup>2</sup> ]	L_totale [km]
APD	74.14	10.21	3.84
Résultats de notre étude	78.3	11	4.1

La différence de longueur totale est due au fait que dans notre étude nous avons considéré le canal rectangulaire à l'entrée du canal principal de Zogona comme partie intégrante de ce dernier (Rue de la ZAD). Ceci a entraîné par la suite une augmentation de la superficie totale du bassin versant de la zone d'étude et du débit à l'exutoire final.

## 6. Dimensionnement structural des panneaux du canal

Les dimensions géométriques des panneaux du canal ont été mesurées physiquement lors de la visite sur le terrain.

Tableau 16: Dimensions géométriques des panneaux du canal

Bief	Dimensions d'un panneau de berge			Dimensions d'un panneau de base		
	Longueur [m]	Hauteur [m]	Epaisseur [m]	Longueur [m]	Largeur [m]	Epaisseur [m]
1	4	2,75	0,15	4	4	0,20
2	4	2,75	0,15	4	5	0,20
3	4	2,75	0,15	4	2 x 4	0,20
4	4	2,75	0,15	4	3 x 4	0,20

Nous constatons que les panneaux de berge ont une dimension unique tout au long du canal. Les panneaux de base ont aussi les mêmes dimensions mais leur nombre augmente suivant la largeur du canal, selon le bief. Ainsi dans les biefs 1 et 2, nous avons dans le sens de la largeur, un (1) panneau de 4 x 4 [m<sup>2</sup>]. Dans le bief 3 nous avons, dans le sens de la largeur, deux (2) panneaux de 4 x 4 [m<sup>2</sup>]. Et enfin dans le bief 4, nous avons dans le sens de la largeur, trois (3) panneaux de 4 x 4 [m<sup>2</sup>].

Pour la note de calcul détaillée du dimensionnement des panneaux du canal, se référer à l'[ANNEXE X](#). Le plan de ferrailage est en [ANNEXE XI](#).

Le tableau 17 récapitule les sollicitations et le choix des armatures des panneaux du canal.

Tableau 17: choix des armatures des panneaux du canal

	Sollicitations	Valeurs (kN.m et kN)	Aciers principaux (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	Sections totalisées (cm <sup>2</sup> )	Aciers de répartition (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	Sections totalisées (cm <sup>2</sup> )
<b>Radier (Panneau x de base)</b>	Moment fléchissant	179.46	6.76	6HA12	6.79	1.69	4HA8	2.01
<b>Panneaux de rive</b>	Flexion composée	M = 26.62 N = 48.28	1.76	4HA8	2.01	1.70	4HA8	2.01

## 7. Dimensionnement du Dalot

Nous commencerons en premier lieu avec un dalot à six (06) ouvertures de même largeur  $B = 5$  m. La hauteur  $D$  ne devant pas excéder 4 m (projet de l'avenue du président Thomas Sankara, RN4)

### 7.1. Dimensionnement hydraulique

- Détermination de la profondeur d'eau en amont de l'ouvrage

On a  $V = Q/BD$ , alors  $D = Q/BV$ .

$$D = 78.3/(5 * 5) = 3.13.$$

$$D = 3.13 \text{ m}$$

Avec un débit de  $Q = 78.3 \text{ [m}^3/\text{s]}$  et six (06) ouvertures, alors le débit  $q$  par ouverture est de :

$$q = 78.3/6 = 13.1 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$Q^* = q/A \sqrt{2gD} = \frac{13.1}{3.13 \times 5 \sqrt{2 \times 9.8 \times 3.13}} = 0.11$$

La courbe de  $A$  en [ANNEXE VI](#) donne alors :

$$H_1^* = 0.5 = H_1/D \Rightarrow H_1 = 1.57 \text{ m}$$

On a :  $H_1 = 1.57 \text{ m} < D = 3.13 \text{ m} \Rightarrow$  La profondeur est acceptable.

#### b. Calcul de la pente critique du dalot

Il est nécessaire de s'assurer que l'ouvrage est capable d'évacuer le débit critique, correspondant à la hauteur amont. Dans ce cas, il faut que la pente du radier du dalot soit au moins égale à la pente critique.

Connaissant le débit  $Q$  et la largeur  $B$ , on calcule donc :

$$Q^* = \frac{q}{\sqrt{gB^5}}$$

La courbe de la pente critique en fonction du débit du dalot donne alors la valeur correspondante de : (Voir [ANNEXE VII](#))

$$I_c^* = \frac{I_c}{g/k^2 \times B^{1/3}}$$

On déduira la valeur de  $I_c$  cherchée,  $K$  étant égal à 70 pour les dalots en béton.

$$Q^* = \frac{q}{\sqrt{gB^5}} = \frac{13.1}{\sqrt{9.8 \times 5^5}} = 0.075$$

$$\text{D'où } I_c^* = \frac{I_c}{g/k^2 \times B^{1/3}} = 2.7 \Rightarrow I_c = 2.7 \times 9.8 / (70^2 \times 5^{1/3}) = 3.2 \times 10^{-3}$$

$$I_c = 0.0032$$

#### c. Vérification de la vitesse d'écoulement dans le dalot

Pour obtenir la vitesse  $V$ , on calcule en premier lieu :

$$Q^* = \frac{q}{k I_c^{1/2} B^{8/3}}$$

Connaissant le débit  $Q$  à évacuer, la pente  $I$  et la largeur  $B$  du dalot ; la valeur  $V^*$  donnée par l'abaque en [ANNEXE VIII](#) donne alors la vitesse.

$$V = k I^{1/2} B^{2/3} V^* \quad \text{Avec } k = 70.$$

Donc :

$$Q^* = \frac{q}{k I_c^{1/2} B^{8/3}} = \frac{13.1}{70 \times 0.0032^{1/2} \times 5^{8/3}} = 0.045$$

$$V^* = 0.255 \Rightarrow V = 70 \times 0.0032^{1/2} \times 5^{2/3} \times 0.255 = 2.93 \text{ m/s}$$

$$V = 2.93 \text{ m/s}$$

$V < 3 \text{ m/s} \Rightarrow$  La vitesse est acceptable pour le dalot étudié et peut être adoptée pour le franchissement du canal concerné.

## 7.2. Dimensionnement structural du dalot (6x5x3.2)

### a. Pré dimensionnement du dalot

Cette étape permet de définir les épaisseurs des différents éléments constitutifs du dalot. L'épaisseur sera considérée uniforme pour le tablier, le radier et les piédroits.

L'épaisseur du dalot est donnée par :

$e = \frac{l}{15}$  Où  $l$  est la plus grande dimension de la cellule hydraulique.

Dans notre cas  $l = 5 \text{ m} \Rightarrow e = \frac{500}{15} = 33.33 \text{ cm}$

Pour nous assurer qu'il n'y aura pas d'acier comprimé et transversal dans le tablier, on peut utiliser la condition sur  $l$  en fonction de la hauteur du remblai  $H$  :

$H < 2 \text{ m}$  ; alors  $e = l/10 - 5 \text{ cm}$

$e = 500/10 - 5 = 45 \text{ cm}$

Finalement l'épaisseur  $e$  sera égale à :

$e = \max(33.33; 45) = 45 \text{ cm}$

$e = 45 \text{ cm}$

Le diagramme des sollicitations (moment fléchissant et effort normal) a été tracé grâce au logiciel ROBOT (figures 7 et 8).

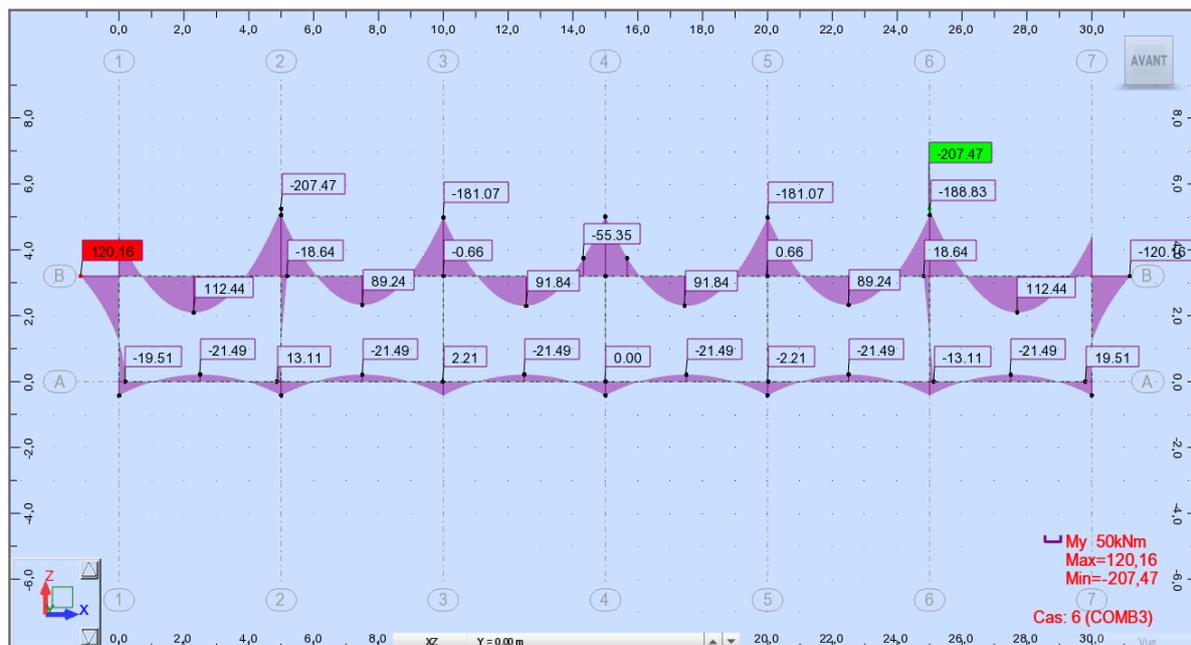


Figure 7: Diagramme moment fléchissant à l'ELS

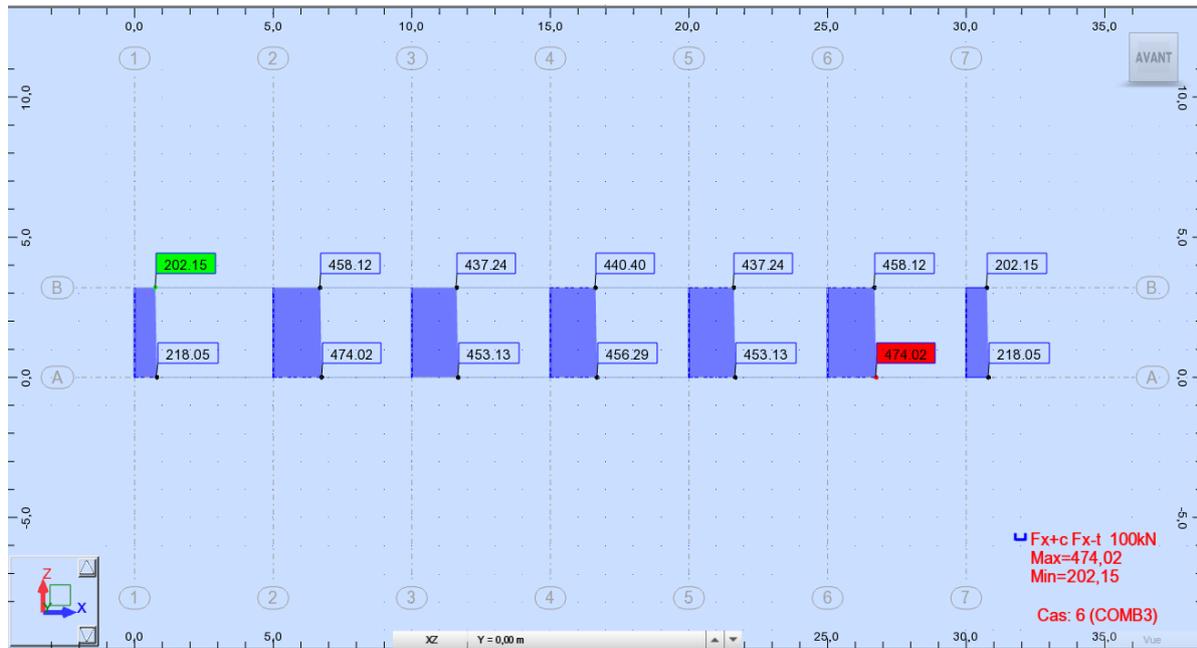


Figure 8: Diagramme effort normal à l'ELUS (Piédroits extrêmes et centraux)

Pour la note de calcul détaillée du dimensionnement du dalot, se référer à l'[ANNEXE IX](#). Le plan de ferrailage du dalot est en [ANNEXE XI](#).

Le tableau 18 récapitule les sollicitations et le choix des armatures du dalot 6×5×3.2 :

Tableau 18: récapitulatif des sollicitations et choix des armatures du dalot 6×5×3.2

	Sollicitations		Valeurs (kN.m et kN)	Aciers principaux (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	Sections totalisées (cm <sup>2</sup> )	Aciers de répartition (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	Sections totalisées (cm <sup>2</sup> )
<b>Tablier</b>	Moment fléchissant	Travée BC, CD, DE, EF.	91.84	13.77	9HA14	13.85	4.89	10HA8	5.03
		Travée AB, FG	112.44	16.86	9HA16	18.10	4.89	10HA8	5.03
		Appuis B, C, D, E et F	207.47	31.11	10HA20	31.42	7.78	10HA10	7.85
<b>Radier</b>	Moment fléchissant	Travée BC, CD, DE, EF.	21.49	4.89	10HA8	5.03	4.89	10HA8	5.03
		Travée AB, FG	21.49	4.89	10HA8	5.03	4.89	10HA8	5.03
		Appuis B, C, D, E et F	42.98	6.45	6HA12	6.79	4.89	10HA8	5.03
<b>Piédroits centraux B, C, D, E et F</b>	Effort normal		695.56	32.85	7HA25	34.36	0.79	HA10	0.79
<b>Piédroits extérieurs A et D</b>	Flexion composée		M = 120.16 N = 218.05	13.48	9HA14	13.85	4.89	10HA8	5.03

## 8. Evaluation estimative du coût de réhabilitation du canal

La réhabilitation du canal repose sur deux grands travaux : remplacer les panneaux défectueux et/ou détériorés et faire le curage du canal pour le vider des énormes dépôts de terres.

Tableau 19: Coût estimatif des panneaux de base

Panneaux de base			
	Volume (m <sup>3</sup> ) / Quantité (m)	Prix unitaire (FCFA)	Montant (FCFA)
Béton	4	150000	600000
Fer HA12	24	500	12000
Fer HA8	24	230	5520
Prix d'un panneau de base			617520
Montant total			29 023 440

Il y a 47 panneaux de base défectueux. Leur coût total s'élève à **29 023 440 FCFA**

Tableau 20: Coût estimatif des panneaux de rive

Panneaux de rive			
	Volume (m <sup>3</sup> ) / Quantité (m)	Prix unitaire (FCFA)	Montant (FCFA)
Béton	1.65	150000	247500
Fer HA8	52	230	11960
Prix d'un panneau de rive			259460
Montant total			11 416 240

Il y a 44 panneaux de rive défectueux. Leur coût total s'élève à **11 416 240 FCFA**

Pour un collecteur tel que le canal de Zogona, le curage d'un mètre cube (1m<sup>3</sup>) de terre s'élève à 10.000 FCFA. Nous avons quantifié le volume en mètre cube de dépôt de terre dans le canal en mesurant, par bief : la hauteur du dépôt et la longueur du dépôt. Connaissant la base de chaque tronçon du canal, nous avons calculé le volume total du dépôt de terre qui s'élève à 2.054.3 m<sup>3</sup>. Le prix total du curage est donc **20 542 527 FCFA**.

Le prix total de la réhabilitation du canal de Zogona s'élève à **60 982 207 FCFA**.

## VI. NOTICE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL

L'état actuel du canal est certes alarmant, mais sa réhabilitation ne sera pas sans impact sur l'environnement.

### **Les impacts environnementaux positifs majeurs sont :**

- ✓ Réduction considérable des inondations dans la zone du projet ;
- ✓ Amélioration du cadre de vie des populations de la zone du projet ;
- ✓ Contribution à la propreté de la ville par un meilleur drainage des eaux ;
- ✓ Lutte contre la prolifération des moustiques, et donc du paludisme par la non stagnation des eaux ;
- ✓ La réduction de la prévalence des maladies d'origine hydrique en général;
- ✓ La réduction de l'érosion hydrique à l'origine de l'ensablement et de l'envasement des principales retenues d'eau de la ville.

### **Les principaux impacts environnement négatifs :**

- ✓ La pollution atmosphérique, les nuisances sonores et olfactives lors des travaux ;
- ✓ Les risques d'accident et d'incendie ;
- ✓ Les émissions des gaz à effet de serre.

### **Les mesures d'atténuation par rapport à ces impacts négatifs sont :**

- ✓ La soumission par les entreprises avant le début des travaux d'un plan de protection de l'environnement du site et un plan d'assurance qualité environnementale pour la gestion environnementale et sociale des chantiers conformément aux cahiers des clauses environnementales et sociales ;
- ✓ Le curage périodique du canal selon un calendrier bien établi ;
- ✓ Le contrôle technique des engins présent sur le chantier pour réduire la pollution atmosphérique et éviter des accidents sur le chantier.

## VII. CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

La question centrale traitée par cette étude est l'évaluation de la capacité de drainage du canal principal de Zogona et le dimensionnement du dalot faisant office d'exutoire de ce canal. Le canal est long de 4.09 km. Cette évaluation passe par le diagnostic et l'analyse du fonctionnement de ce dernier. Ceci pour principalement dégager la situation actuelle du canal en termes de maux, et aussi de proposer une solution de réhabilitation. Cette solution de réhabilitation est préférée à la réalisation d'une structure neuve du fait du coût élevé de réalisation des travaux neufs entre autres, mais aussi de la viabilité d'une réhabilitation qui offre une durée de vie honorable au canal.

Au terme de cette étude, la solution de remplacer les panneaux détériorés et le curage retenue est bien à même d'écouler le débit total de la zone de projet. Il s'agit de remplacer les 91 panneaux défectueux dont 47 sont des panneaux de base de  $4 \times 4 \times 0.20$  [m<sup>3</sup>] et 44 sont des panneaux de rive de  $4 \times 2.75 \times 0.15$  [m<sup>3</sup>]. Le régime d'écoulement est torrentiel avec des charges et des vitesses très grandes. Il faut urgemment remplacer ces panneaux et aussi tapisser les berges du canal par des pierrées maçonnées, principalement toute la rive gauche en suivant le sens de l'écoulement.

La chute des panneaux de berge, due à l'érosion des rives par manque de protection, a entraîné quelques principales nuisances au canal fort inquiétant : le dépôt de terre en grande quantité dans le canal, la détérioration des panneaux de la base ainsi que la détérioration d'autres panneaux de berge. Le dépôt de terre et le dépôt des panneaux détériorés dans le canal ont entraîné une réduction considérable de la section d'écoulement. Ceci cause l'augmentation de la vitesse d'écoulement et la montée des eaux hors du canal : un spectacle désolant de grande inondation que nous ont déploré les riverains lors de notre enquête et visite sur le terrain. Nous avons aussi constaté que ces dépôts de terre ont permis la poussée des arbustes géants à certaines localisations dans le canal. Il y a donc urgence de curer le canal.

L'ouvrage hydraulique dimensionné concourt à assurer l'acheminement des eaux du canal au parc Bangr Weogo qui en est son exutoire. C'est un dalot cadre de  $6 \times 5 \times 3.2$  [m<sup>2</sup>] à sortie dénoyée situé à l'intersection du canal avec la rue de l'hôpital Yalgado. Il est en béton armé et totalise une section d'aciers de 177.31 cm<sup>2</sup>.

Les ouvrages de franchissement existants le long du canal que sont les dalots et qui font office de singularité ont été auscultés. Ils sont en bon état et fonctionnent normalement.

Il faudra mettre en place une structure autonome qui pourra assurer le suivi, le contrôle et le curage du canal et assurer aussi le bon fonctionnement des ouvrages et la sensibilisation des populations sur les bonnes pratiques en matière d'entretien.

Enfin, une étude quantitative et estimative a permis d'estimer le coût global de la réhabilitation à 60 982 207 FCFA HT. Cependant l'aspect entretien doit être privilégié pour que le canal puisse assurer sa fonction le long de sa durée de vie. Cet aspect entretien doit être primordial afin d'éviter les répétitions des mêmes maux du passé.

Pour le bon fonctionnement du réseau d'assainissement, les quelques recommandations suivantes sont nécessaires :

- ✓ L'interdiction formelle à toute collectivité, individu, organisme ou structure privée de déverser ses propres déchets liquides ou solides dans le canal ;
- ✓ L'Etat doit faire un contrôle régulier des eaux usées de la Société Barajii déversées dans le canal. Les riverains cultivateurs des maraîchages se sont plaints de ces eaux qui tuent leurs plantes ;
- ✓ L'entreprise qui a réalisé la construction du canal ou celle qui réalisera la réhabilitation devra mettre à disposition des matériels et des engins en location pour assurer les travaux de maintenance et de curage ;
- ✓ L'acceptation de l'assainissement et du drainage des eaux pluviales comme une conséquence directe d'atténuation des maladies hydriques, de résolution des problèmes d'inondation et de lutte contre certains types de pollution ;
- ✓ Faire le dragage de la mare à l'aval du dalot de l'exutoire finale du canal.

## Bibliographie

N'TZOUTSI MOUYAMA C. A. (2016-2017) Optimisation des canaux d'évacuation des eaux pluviales : cas de l'aménagement de l'amont du canal Mogho Naaba - Mémoire de fin d'étude de Master en IRH.

Dieudonné OUEDRAOGO. (2013-2014). Etude de drainage des eaux pluviales du site de Basséko. Mémoire de fin d'étude de Master en EA.

AKOSSI O. S. (2010-2011). Optimisation des conditions des eaux pluviales du carrefour de l'Indenie à la Baie de Cocody en RCI- Mémoire de fin d'étude Master spécialisé GSE. 2iE.

Cabinet EMERGENCE Ingénieur. (janvier 2010). Étude technique détaillée et la préparation du DAO des travaux de drainage du parc urbain Bangr Wéoogo en vue de résoudre les problèmes d'inondation. Rapport d'avant-projet sommaire APS.

Direction Générale de l'Urbanisme et des Travaux Fonciers. (2003). Etudes d'un plan stratégique de drainage des eaux pluviales dans la ville de Ouagadougou. Rapport d'études d'avant-projet détaillé APD Version définitive.

BOURRIER R. (1997). Les réseaux d'assainissement : calcul, application, perspective Ed. Lavoisier Tech & Doc – Paris ; ISBN2 -7430 -0164-X, 832 pages.

CRES F.N. (2001). Hydrologie Urbaine Quantitative – Assainissement pluvial. Groupe des écoles EIER – ETSHER, version 2.0, 115 pages.

Actualité locales FOCUS. (mercredi 1er aout 2012). Pluie diluvienne à Ouagadougou : On a frôlé le pire.

FAO, Crues et apports : « Manuel pour l'estimation des crues décennales et des apports annuels pour les petits bassins versants non jaugés de l'Afrique sahélienne et tropicale sèche », 1996 ;

INSD. Recensement Générale de la Population et de l'Habitat de 2006 : Monographie de la commune urbaine de Ouagadougou. 130 pages.

Mar, A. L. (2004). Cours d'Hydraulique T2 – Ecoulement à surface libre. Ouagadougou : EIER/ETSHER.

MOUNIROU L. A. (2017). Essentiel des réseaux d'assainissement. Ouagadougou. Fondation 2iE

Ministère de l'environnement et de l'eau. (Mai 2001). Plan stratégique d'assainissement de la ville de Ouagadougou (SPAO).

TRAORE M. (2012). Changement climatique : nouvelle courbes intensité-durée-fréquence au Burkina Faso (Ouagadougou). Mémoire de master en ingénierie de l'eau et de l'environnement option : eau. Fondation 2iE, 47 pages.

Ministère de l'équipement et du logement, et Ministère de l'économie et des finances, « Fascicule n°61 Titre II du CCTG : Programmes de charges et épreuves des ponts routes », Texte officiel, 1981.

Ministère de l'équipement, des transports et du logement, « Fascicule n°62-Titre I Section I du CCTG : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites-BAEL 91 révisé 99 », Texte officiel, 1999.

ANNEXE

ANNEXE I : DONNEES PLUVIOMETRIQUES.....	54
ANNEXE II : DELIMITATION DES SOUS BASSINS VERSANTS .....	59
ANNEXE III : CALCULS HYDROLOGIQUES .....	62
ANNEXE IV : CALCULS HYDRAULIQUES .....	64
ANNEXE V : DEPOT DE TERRE DANS LE CANAL & PANNEAUX DETERIORES .....	68
ANNEXE VI : SORTIE LIBRE DALOT RECTANGULAIRE .....	73
ANNEXE VII : CALCUL DE LA PENTE CRITIQUE .....	74
ANNEXE VIII : CALCUL DE VITESSE DANS UN DALOT .....	75
ANNEXE IX: NOTE DE CALCUL DALOT 6 X 5 X 3.2 .....	76
1. Hypothèses de calcul.....	76
2. Evaluation des charges permanentes et surcharges routières .....	76
2.1. Calcul des charges permanentes .....	77
2.2. Calcul des charges variables.....	77
3. Détermination des efforts et sollicitations.....	84
3.1. Modélisation sur le logiciel Robot.....	84
3.2. Caractéristiques principales de logiciel Robot Millenium .....	85
3.3. Principes de fonctionnement de logiciel Robot Millenium.....	85
3.4. Modélisation graphique et vue en 2D de la structure .....	86
3.5. Combinaisons d’actions .....	86
4. Résultats des efforts et sollicitations.....	87
4.1. Moment fléchissant à l’ELU .....	87
4.2. Moment fléchissant à l’ELS .....	88
4.3. Effort normal à l’ELU .....	89
4.4. Effort normal à l’ELS .....	89
5. Calcul des sections d’armatures .....	90
5.1. Calcul des armatures du tablier .....	90
5.2. Calcul des armatures du radier .....	95

5.3. Calcul des armatures des piédroits centraux B, C, D, E et F .....	100
5.4. Calcul des armatures des piédroits extérieurs A et F.....	101
ANNEXE X: NOTE DE CALCUL DES PANNEAUX DU CANAL.....	105
1. Hypothèses de calcul.....	105
2. Evaluation des charges permanentes et surcharges routières .....	106
2.1. Calcul des charges permanentes .....	106
2.2. Calcul des charges variables.....	106
3. Détermination des efforts et sollicitations.....	107
3.1. Modélisation sur le logiciel RDM 6 .....	107
3.2. Modélisation graphique et vue en 2D de la structure .....	107
3.3. Combinaisons d'actions .....	107
4. Résultats des efforts et sollicitations.....	108
4.1. Moment fléchissant.....	108
4.2. Effort normal à l'ELU .....	109
5. Calcul des sections d'armatures .....	111
5.1. Calcul des armatures du radier .....	111
5.2. Calcul des armatures des panneaux de rive.....	113
ANNEXE XI : PLANS .....	118

## ANNEXE I : DONNEES PLUVIOMETRIQUES

Tableau 21: Paramètres climatiques de la ville de Ouagadougou (Station de l'aéroport)

Mois	Vent (m/s)	Insolation (h)	T° mini (°C)	T° Maxi (°C)	HU MIN (%)	HU MAX (%)	Evapo bac mm
Janvier	2.22	9.25	16.42	33.0	12.24	43.67	257.62
Février	2.23	9.26	19.06	35.9	10.15	39.33	276.82
Mars	2.24	8.54	23.48	38.4	12.91	41.76	338.15
Avri	2.38	8.38	26.45	39.3	20.69	57.58	327.48
Mai	2.71	8.86	26.09	37.7	31.97	74.06	314.52
Juin	2.72	8.77	24.14	34.7	43.65	84.09	254.27
Juillet	2.32	7.72	22.79	32.1	53.42	91.50	207.04
Août	1.92	6.98	22.20	31.1	58.39	94.69	172.12
Septembre	1.77	7.78	22.37	32.5	53.48	93.29	173.70
Octobre	1.79	8.78	23.01	35.6	34.88	82.81	219.34
Novembre	1.62	9.51	19.59	35.9	17.22	62.63	235.13
Décembre	2.02	9.22	16.92	33.6	14.16	50.16	240.04

Tableau 22: Pluies maximales journalières (mm) de la station aéroport Ouagadougou 1961-2014

STATION DE OUAGADOUGOU (AEROPORT)													
PLUVIOMETRIE MAXIMALE EN 24 HEURES (mm)													
Année	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Déc	Pmax jr
1961	0	0	0.7	4.9	4.3	47.0	48.6	25.9	72.1	0.0	0.0	0.0	72.1
1962	0	0	0	10.8	47	57.0	93.6	76.5	33.7	12.3	11.3	0.0	93.6
1963	0	0	0	6.9	31.7	33.9	46.9	58.4	22.1	22.7	0.0	0.0	58.4
1964	0	0	0	27.9	17.9	37.3	39.6	57.3	47.7	12.5	0.0	10.6	57.3
1965	0	0	0	10.2	58.5	26.7	62.4	60.6	28.3	16.8	0.0	0.0	62.4
1966	0	0	0	15.6	21.3	33.8	31.9	42.7	34.5	26.5	4.4	0.0	42.7
1967	0	1.1	0	5.9	39.2	24.9	41.9	56.1	29.9	19.4	0.6	0.0	56.1
1968	0	5.9	11.1	16.1	40.2	21.8	33.6	36.2	32.7	37.9	0.0	0.0	40.2
1968	*	5.9	11.1	16.1	40.2	21.8	33.6	36.2	32.7	37.9	*	*	40.2
1969	*	*	14.1	6.3	42.2	31.6	52.4	102.7	43.7	18.1	Tr	*	102.7
1970	*	*	Tr	1.5	89.6	15.4	39.7	28.5	28.4	13.0	*	*	89.6
1971	*	1.1	4.6	34.0	17.9	38.0	41.5	89.8	39.2	2.4	*	3.1	89.8
1972	Tr	*	*	23.8	34.4	52.7	46.6	39.5	59.9	48.5	*	Tr	59.9
1973	*	12.8	*	57.5	12.7	37.9	59.0	33.4	49.2	8.0	*	*	59.0
1974	Tr	*	0.5	0.1	30.6	29.8	31.8	60.5	46.0	12.8	Tr	*	60.5
1975	*	*	Tr	2.4	6.5	44.8	54.8	65.6	25.7	9.6	*	*	65.6
1976	3.2	Tr	19.8	3.4	48.6	55.3	29.8	75.8	46.9	76.7	Tr	*	76.7
1977	*	*	*	0.3	51.5	18.9	32.1	89.3	34.1	17.7	*	*	89.3
1978	*	*	2.4	67.5	32.9	29.0	47.3	40.5	35.0	10.8	*	*	67.5
1979	*	*	3.5	7.0	16.7	12.7	46.5	25.7	29.5	20.6	25.5	*	46.5
1980	*	Tr	*	13.0	17.9	27.9	37.9	45.7	19.0	10.7	*	Tr	45.7
1981	*	*	Tr	22.9	20.8	28.6	61.5	51.9	31.5	1.1	*	*	61.5

Diagnostic et analyse du fonctionnement du canal principal de Zogona de la ville de Ouagadougou :  
Propositions de réhabilitation.

<b>1982</b>	0.1	14.2	37.1	34.1	34.7	18.2	28.6	36.0	18.9	25.2	*	Tr	<b>37.1</b>
<b>1983</b>	*	*	Tr	0.5	18.6	39.7	63.3	28.5	34.4	8.1	*	*	<b>63.3</b>
<b>1984</b>	*	*	16.9	13.1	17.2	15.1	42.8	32.0	32.5	9.7	1.1	*	<b>42.8</b>
<b>1985</b>	Tr	*	*	3.1	36.4	20.7	36.9	22.9	50.4	*	*	*	<b>50.4</b>
<b>1986</b>	*	*	4.1	5.2	30.6	32.2	35.5	47.2	33.0	36.3	*	*	<b>47.2</b>
<b>1987</b>	*	*	12.4	*	24.2	75.6	40.3	53.0	44.9	10.0	*	*	<b>75.6</b>
<b>1988</b>	*	*	*	37.3	31.5	18.2	64.2	56.8	26.8	5.9	Tr	*	<b>64.2</b>
<b>1989</b>	*	*	4.2	*	11.6	13.5	74.9	37.3	27.6	20.9	*	1.7	<b>74.9</b>
<b>1990</b>	*	*	*	8.2	55.0	25.7	36.3	47.9	*	2.1	Tr	*	<b>55.0</b>
<b>1991</b>	*	*	0.4	29.5	105.2	33.4	45.8	35.8	19.4	16.2	*	*	<b>105.2</b>
<b>1992</b>	Tr	*	Tr	32.8	6.1	23.0	53.9	51.9	18.4	3.1	4.8	*	<b>53.9</b>
<b>1993</b>	*	Tr	9.4	21.4	4.5	41.4	54.0	47.7	27.4	44.6	*	*	<b>54.0</b>
<b>1994</b>	*	*	1.5	0.7	3.5	38.4	31.6	58.2	32.3	15.5	*	*	<b>58.2</b>
<b>1995</b>	*	Tr	Tr	6.4	13.5	28.3	27.3	73.1	33.6	5.5	0.4	*	<b>73.1</b>
<b>1996</b>	*	*	Tr	11.2	21.4	15.4	35.6	37.1	70.3	15.3	*	*	<b>70.3</b>
<b>1997</b>	*	*	45.2	25.6	12.6	19.7	31.9	35.3	19.2	19.3	*	*	<b>45.2</b>
<b>1998</b>	*	*	*	7.8	14.7	7.7	28.5	72.4	40.7	24.9	*	*	<b>72.4</b>
<b>1999</b>	0.0	0.0	0.7	9.3	18.8	28.3	66.0	33.1	25.7	5.6	0.0	0.0	<b>66.0</b>
<b>2000</b>	0.0	0.0	0.0	15.9	18.7	58.6	36.5	37.1	8.2	27.9	0.0	0.0	<b>58.6</b>
<b>2001</b>	0.0	0.0	0.0	0.0	19.9	8.2	44.6	49.8	27.7	9.2	0.0	0.0	<b>49.8</b>
<b>2002</b>	0.0	0.0	0.0	5.2	19.1	21.6	39.2	58.1	38.2	28.3	0.0	0.0	<b>58.1</b>
<b>2003</b>	0.0	2.4	2.0	16.2	39.6	62.1	38.4	26.6	58.9	38.3	0.0	0.0	<b>62.1</b>
<b>2004</b>	0.0	0.0	0.0	34.6	22.4	10.3	55.1	35.2	42.2	8.7	9.8	0.0	<b>55.1</b>
<b>2005</b>	0.0	0.0	0.5	13.5	23.3	37.5	75.7	50.1	28.4	18.9	0.0	0.0	<b>75.7</b>
<b>2006</b>	0.0	0.0	0.0	5.7	9.1	36.3	51.5	33.3	20.9	27.9	0.0	0.0	<b>51.5</b>
<b>2007</b>	0.0	0.0	0.0	30.2	36	27.5	30.8	116.7	60.5	0.3	0.1	0.0	<b>116.7</b>
<b>2008</b>	0.0	0.0	4.3	0.0	34.9	25.6	57.0	40.5	58.4	18.1	0.0	0.0	<b>58.4</b>
<b>2009</b>	0.0	0.0	0.3	8.4	16.2	56.2	20.0	35.1	261.3	19.5	0.0	0.0	<b>261.3</b>
<b>2010</b>	0.0	0.0	0.0	40.3	40.3	44.8	70.4	48.5	35.2	18.7	0.0	0.0	<b>70.4</b>
<b>2011</b>	0.0	0.0	0.0	0.0	23	5	40.0	43.8	22.0	7.1	0.0	0.0	<b>43.8</b>
<b>2012</b>	0.0	0.0	0.0	2.2	5.3	46.1	53.2	67.8	26.5	9.2	0.0	0.0	<b>67.8</b>
<b>2013</b>	0.0	0.0	0.0	5.4	17.2	33.1	67.3	60.5	29.1	12.6	0.0	0.0	<b>67.3</b>
<b>2014</b>	0.0	0.0	0.0	28.2	14.6	10.5	57.2	35.6	43.7	7.8	9.7	0.0	<b>57.2</b>
<b>Moy (53 ans)</b>	<b>0.1</b>	<b>1.6</b>	<b>5.2</b>	<b>15.2</b>	<b>27.7</b>	<b>31.0</b>	<b>46.3</b>	<b>49.9</b>	<b>39.6</b>	<b>17.7</b>	<b>2.4</b>	<b>0.6</b>	<b>67.3</b>

Tableau 23: Pluviométrie totale annuelle (mm) de Ouagadougou, Station de l'aéroport

<b>STATION DE OUAGADOUGOU (AEROPORT)</b>	
<b>PLUVIOMETRIE TOTALE ANNUELLE (mm)</b>	
<b>Année</b>	<b>Pluie annuelle</b>
1986	794
1987	563
1988	735
1989	798
1990	676
1991	901
1992	699
1993	751
1994	728
1995	700
1996	677
1997	588
1998	668
1999	800
2000	594
2001	619
2002	656
2003	848
2004	772
2005	840
2006	597
2007	713
2008	767
2009	924
2010	839
2011	689
2012	1003
2013	795
2014	844
<b>Moyenne</b>	<b>744</b>

Tableau 24: Station de Ouagadougou aéroport - Evapotranspiration potentielle (mm)

Année	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre	TOTAL
1980	195,3	199,6	225,9	191,2	189,2	124,0	118,8	109,8	142,3	186,5	181,8	199,3	2063,7
1981	187,2	*	195,1	185,9	*	172,3	147,7	145,0	151,4	*	197,9	191,1	1573,6
1982	195,5	*	184,3	203,2	191,2	168,5	*	135,3	150,1	168,3	175,5	183,4	1755,3
1983	187,9	*	189,5	197,1	204,6	162,4	157,8	*	*	167,0	155,5	153,9	1575,7
1984	193,0	191,4	218,2	207,8	170,7	126,9	126,9	131,0	135,7	175,6	184,6	188,9	2050,7
1985	171,7	179,7	191,5	186,1	204,7	181,3	144,6	146,0	140,0	171,2	164,6	172,2	2053,6
1986	169,1	179,7	183,0	206,6	185,9	171,5	143,8	138,2	132,9	171,2	154,9	173,8	2010,6
1987	172,5	177,7	187,8	204,7	206,5	168,2	155,5	140,1	147,4	156,7	155,7	160,4	2033,2
1988	156,7	168,2	178,2	174,5	192,8	173,1	139,1	132,7	136,1	168,1	154,8	168,0	1942,3
1989	171,7	178,9	174,4	192,6	196,6	173,1	153,0	129,3	141,8	156,8	169,6	163,6	2001,3
1990	165,6	181,7	212,2	183,3	198,9	163,1	152,0	138,3	145,3	173,2	164,2	165,7	2043,5
1991	186,3	154,6	185,0	182,9	159,3	158,3	150,7	132,9	150,6	162,1	160,1	177,5	1960,3
1992	174,0	182,5	185,5	179,8	194,1	169,5	150,5	124,4	144,1	161,1	156,4	158,8	1980,7
1993	163,7	153,6	170,5	169,3	198,4	163,0	148,1	141,0	143,4	167,9	150,7	171,7	1941,3
1994	171,1	165,3	177,0	181,8	196,1	164,3	153,4	124,8	138,3	153,3	158,7	187,4	1971,5
1995	172,6	161,9	201,7	187,5	193,7	177,8	150,7	137,1	147,0	171,4	170,6	181,2	2053,2
1996	178,0	177,3	192,4	177,1	202,6	176,8	166,3	147,7	138,8	174,0	174,5	175,5	2081,0
1997	186,1	196,9	203,1	178,4	195,5	168,3	163,4	144,5	149,6	175,3	161,4	173,8	2096,3
1998	178,7	181,7	214,1	194,4	192,1	167,2	151,9	134,9	138,2	173,0	172,0	177,1	2075,3
1999	192,2	168,8	213,6	201,7	207,9	190,0	145,2	125,1	127,7	166,3	170,9	180,4	2089,8
2000	183,3	189,8	202,5	172,2	175,5	173,0	139,2	137,2	161,5	168,8	172,6	173,0	2048,6
2001	181,9	186,1	205,7	206,7	202,2	173,4	153,7	141,5	143,1	174,0	174,0	186,4	2128,7
2002	193,7	179,2	196,7	188,6	200,8	182,8	162,8	143,4	150,2	167,7	172,2	185,9	2124,0
2003	178,6	172,6	205,2	206,6	205,7	154,5	155,0	142,4	139,5	178,7	172,0	184,4	2095,2
2004	185,7	179,7	205,2	186,5	195,2	178,7	146,5	145,1	146,9	184,0	173,6	180,3	2107,4
2005	184,6	179,7	195,8	198,6	199,3	169,9	147,9	134,9	147,3	173,7	158,3	168,1	2058,1
2006	169,9	169,0	209,7	195,5	202,3	221,0	163,2	140,2	144,4	166,1	179,8	183,8	2144,9
2007	199,8	188,1	217,9	182,1	192,4	187,7	160,1	135,4	145,2	183,2	184,1	190,4	2166,4
2008	191,2	204,6	215,9	206,0	198,5	172,7	148,8	140,9	139,7	174,5	177,8	189,5	2160,1
2009	175,8	181,2	207,1	194,7	207,8	172,6	159,5	145,5	147,8	181,6	181,7	187,6	2142,9
2010	192,4	189,6	206,2	191,9	194,3	162,8	150,6	142,4	144,4	164,0	168,3	167,7	2074,6
2011	180,2	162,6	209,7	214,6	203,8	174,6	156,9	139,9	150,5	174,0	171,7	188,4	2126,9
2012	196,2	196,1	224,9	201,3	200,8	175,6	146,4	147,9	142,2	179,3	181,0	195,1	2186,8
2013	194,4	185,0	214,3	199,8	218,3	193,9	158,3	136,9	151,6	180,2	180,2	192,8	2205,7
2014	194,9	195,8	194,6	215,7	201,1	180,0	160,1	145,1	144,7	179,7	172,2	191,7	2175,6
MOY(34 ANS)	182,0	180,0	199,8	192,8	196,4	171,2	150,8	137,6	144,1	171,4	170,1	179,1	2037,1

Tableau 25: Evaporation bac (mm) pour la ville de Ouagadougou, Station de l'aéroport

Année	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre	TOTAL
1980	*	303,0	378,0	*	*	234,0	219,0	*	203,0	*	*	244,0	1581,0
1981	262,0	306,0	336,0	319,0	285,0	277,0	186,0	173,0	179,0	232,0	253,0	238,0	3046,0
1982	253,0	249,0	296,0	301,0	273,0	223,0	206,0	156,0	191,0	209,0	236,0	233,0	2826,0
1983	280,0	281,0	347,0	339,0	315,0	231,0	*	*	*	247,0	245,0	228,0	2513,0
1984	237,6	271,3	308,1	323,9	302,5	246,1	232,8	210,8	176,7	204,4	226,3	229,7	2970,2
1985	262,4	284,4	324,3	334,3	331,5	296,9	210,8	197,4	177,6	227,9	241,1	259,6	3148,2
1986	249,2	263,9	318,8	353,2	310,1	273,0	181,2	168,1	163,2	226,6	208,6	240,5	2956,4
1987	235,6	261,5	311,5	357,0	365,6	252,6	226,1	176,0	167,9	201,8	230,8	236,7	3023,1
1988	231,1	274,9	349,5	286,5	309,0	222,7	168,3	161,3	162,3	227,4	215,6	232,2	2840,8
1989	262,6	267,6	293,6	332,2	355,2	274,5	199,2	160,0	179,5	189,0	240,8	227,4	2981,6
1990	234,4	272,6	371,5	314,8	319,1	232,0	192,0	165,6	185,7	243,7	241,6	235,6	3008,6
1991	270,6	255,1	323,1	306,9	224,9	212,2	187,6	161,9	195,9	220,2	226,3	238,5	2823,2
1992	246,8	302,1	333,4	347,8	299,1	254,0	224,5	173,7	184,4	228,0	226,4	250,0	3070,2
1993	268,1	281,6	365,0	350,7	376,9	265,2	210,5	183,4	168,4	224,6	206,8	240,9	3142,1
1994	252,4	245,2	296,2	316,4	286,1	252,6	191,2	143,8	157,7	163,3	207,0	243,4	2755,3
1995	250,6	283,1	355,5	315,5	317,0	268,3	205,0	186,0	178,5	218,3	245,0	251,3	3074,1
1996	271,6	280,0	355,1	306,6	328,1	249,0	231,7	180,0	177,4	229,4	241,1	247,7	3097,7
1997	263,6	277,8	338,1	282,1	299,2	241,1	232,8	177,3	181,7	241,9	248,0	252,7	3036,3
1998	255,6	296,7	370,5	352,7	300,2	261,8	212,8	164,5	175,2	227,1	254,9	243,1	3115,1
1999	259,5	253,2	367,0	361,9	332,6	315,8	210,0	152,5	147,3	217,2	242,9	246,1	3106,0
2000	276,9	324,6	386,2	358,8	320,5	265,0	188,7	173,9	198,4	228,2	255,0	261,3	3237,5
2001	277,5	315,8	367,2	369,1	328,0	249,9	221,2	174,6	176,9	241,3	258,3	284,0	3263,8
2002	315,0	295,7	356,7	337,6	333,3	273,3	231,5	184,5	197,6	211,8	256,4	285,9	3279,3
2003	279,0	278,1	356,5	331,4	324,2	202,4	197,9	155,5	153,9	197,3	224,4	248,6	2949,2
2004	256,9	295,7	346,6	309,3	301,9	262,6	197,0	170,7	173,1	225,0	253,3	259,4	3051,5
2005	286,5	316,5	348,0	313,6	312,2	241,9	202,1	169,8	158,6	215,1	234,3	264,6	3063,2
2006	259,5	276,6	361,1	337,9	309,7	269,0	224,2	152,0	168,1	198,3	265,7	251,3	3073,4
2007	279,3	274,2	347,4	294,0	295,3	268,9	191,0	165,6	134,9	234,5	226,2	246,3	2957,6
2008	247,5	285,9	337,7	342,1	290,6	233,8	182,9	161,0	141,6	213,7	223,8	252,7	2913,3
2009	246,9	265,9	339,2	322,3	310,2	262,7	210,1	166,3	165,4	221,1	222,7	240,2	2973,0
2010	246,5	274,1	332,3	298,8	279,3	199,9	188,2	165,1	147,7	179,3	204,9	219,8	2735,9
2011	229,2	251,7	343,3	346,3	294,8	229,9	181,8	161,3	178,4	221,6	247,2	249,5	2935,0
2012	257,1	279,0	347,3	308,8	316,8	246,0	183,7	141,2	146,4	192,7	213,9	227,2	2860,1
2013	251,0	249,5	312,2	303,8	314,6	274,9	181,4	126,8	162,5	192,3	222,5	238,5	2830,0
2014	238,7	257,8	303,7	328,5	274,3	227,0	183,4	142,6	154,1	181,7	193,0	238,5	2723,3
2015	259,2	251,3	313,8	333,7	326,2	257,6	192,7	124,9	136,8	183,1	223,0	232,1	2834,4
MOY(35 ans)	258,7	285,8	349,6	326,8	310,3	258,5	202,4	160,8	169,9	214,7	233,2	252,0	3022,7

## ANNEXE II : DELIMITATION DES SOUS BASSINS VERSANTS

### Vue aérienne du canal de Zogona

A l'aide du logiciel Google Earth, nous avons tracé le profil du canal. Nous pouvons ainsi observer le canal en trait vert.



Photo 10: Profil du canal.

Puis nous avons placé des exutoires à chaque ouvrage de franchissement localisé sur le profil en long.



Photo 11: Les exutoires par section le long du canal de Zogona

Grace au logiciel Global Mapper nous avons converti le tracé du profil du canal, de fichier KMZ (en enregistré avec Google Earth) en fichier shape file. Tout le reste du travail de cartographie a été fait avec le logiciel ArcGIS (ArcMAP).

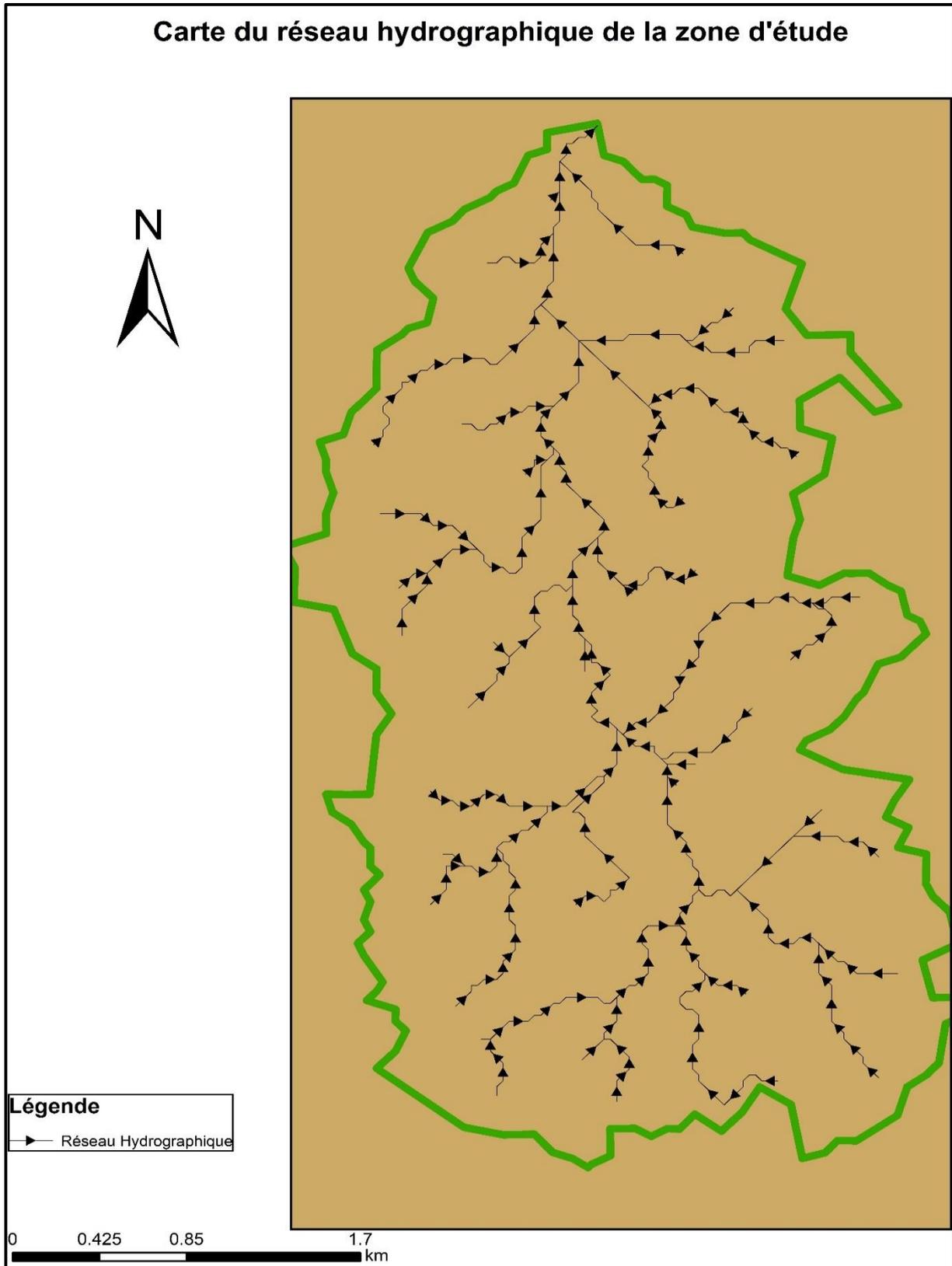


Figure 9: Carte du réseau hydrographique

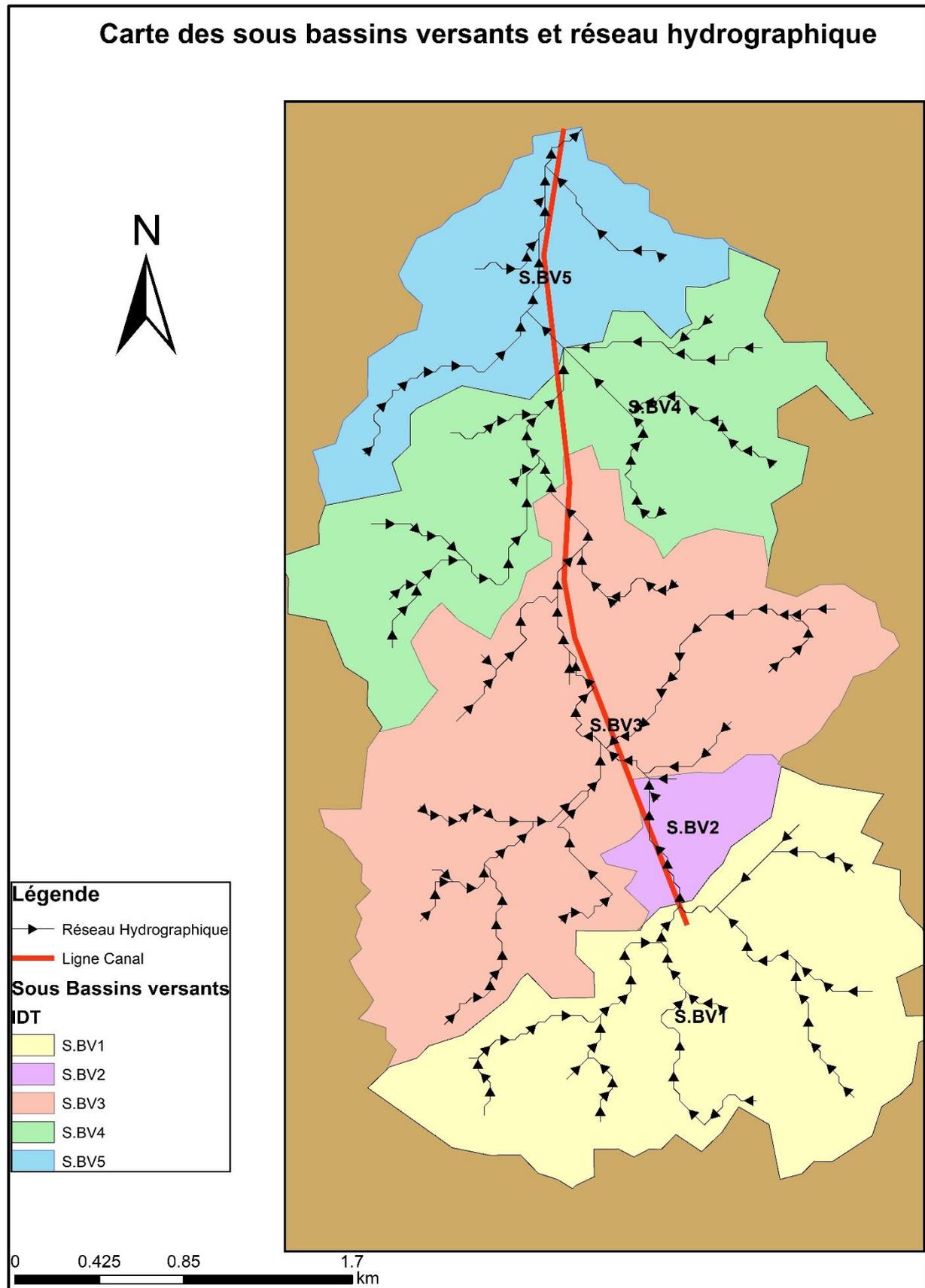


Figure 10: Carte des sous bassins versants et réseau hydrographique

## ANNEXE III : CALCULS HYDROLOGIQUES

Tableau 26: Ajustement de l'échantillon

<b>Année</b>	<b><math>P_{jmax}</math></b>	<b>Rang i</b>	<b><math>F^*(xi)</math></b>	<b><math>u_i</math></b>
1982	37.1	1	0.009	-1.54
1968	40.2	2	0.028	-1.27
1966	42.7	3	0.047	-1.12
1984	42.8	4	0.066	-1.00
2011	43.8	5	0.085	-0.90
1997	45.2	6	0.104	-0.82
1980	45.7	7	0.123	-0.74
1979	46.5	8	0.142	-0.67
1986	47.2	9	0.160	-0.60
2001	49.8	10	0.179	-0.54
1985	50.4	11	0.198	-0.48
2006	51.5	12	0.217	-0.42
1992	53.9	13	0.236	-0.37
1993	54	14	0.255	-0.31
1990	55.0	15	0.274	-0.26
2004	55.1	16	0.292	-0.21
1967	56.1	17	0.311	-0.15
2014	57.2	18	0.330	-0.10
1964	57.3	19	0.349	-0.05
2002	58.1	20	0.368	0.00
1994	58.2	21	0.387	0.05
1963	58.4	22	0.406	0.10
2008	58.4	23	0.425	0.15
2000	58.6	24	0.443	0.21
1973	59.0	25	0.462	0.26
1972	59.9	26	0.481	0.31
1974	60.5	27	0.500	0.37
1981	61.5	28	0.519	0.42
2003	62.1	29	0.538	0.48
1965	62.4	30	0.557	0.53
1983	63.3	31	0.575	0.59
1988	64.2	32	0.594	0.65
1975	65.6	33	0.613	0.72
1999	66.0	34	0.632	0.78
2013	67.3	35	0.651	0.85
1978	67.5	36	0.670	0.91
2012	67.8	37	0.689	0.99
1996	70.3	38	0.708	1.06

<b>2010</b>	70.4	39	0.726	1.14
<b>1961</b>	72.1	40	0.745	1.22
<b>1998</b>	72.4	41	0.764	1.31
<b>1995</b>	73.1	42	0.783	1.41
<b>1989</b>	74.9	43	0.802	1.51
<b>1987</b>	75.6	44	0.821	1.62
<b>2005</b>	75.7	45	0.840	1.74
<b>1976</b>	76.7	46	0.858	1.88
<b>1977</b>	89.3	47	0.877	2.03
<b>1970</b>	89.6	48	0.896	2.21
<b>1971</b>	89.8	49	0.915	2.42
<b>1962</b>	93.6	50	0.934	2.68
<b>1969</b>	102.7	51	0.953	3.03
<b>1991</b>	105.2	52	0.972	3.55
<b>2007</b>	116.7	53	0.991	4.66

Tableau 27: Pluie maximale décennale, cinquantennale et centennale en année humide

<b>T [ans]</b>	<b>Fnd</b>	<b><math>u_x</math></b>	<b><math>P_x</math> [mm]</b>	<b>t(95%;53)</b>	<b>A(f;53)</b>	<b>Ecartype</b>
10	0.9	2.250	<b>88.8</b>	2.01	2.234	10.4
50	0.98	3.902	<b>112.7</b>	2.01	3.658	17.0
100	0.99	4.600	<b>122.9</b>	2.01	4.275	19.9

## ANNEXE IV : CALCULS HYDRAULIQUES

### Calculs hydrauliques : méthode à base physique & méthode rationnelle

Tableau 28: Temps de concentration & débit par la méthode à base physique

Caractéristiques Bassins versants					Méthode à base physique							
BV	S [ha]	C	L <sub>hydrau</sub> [km]	I	Qi [m <sup>3</sup> /s]	M	Tr [min]	Ts [min]	Tc [min]	i [mm/h]	Qc [m <sup>3</sup> /s]	Fon_Obj
1	301.09	0.700	2.400	1.85%	28.29	1.38	17.00	40.00	57.00	64.28	28.3	1.0000
2	38.59	0.700	0.707	1.43%	8.31	1.14	8.62	10.00	18.62	133.00	8.3	1.0000
3	397.79	0.700	3.640	1.07%	32.72	1.83	28.45	40.00	68.45	57.07	32.7	1.0000
4	254.92	0.700	2.350	1.79%	27.51	1.47	16.67	30.00	46.67	73.20	27.5	1.0000
5	152.17	0.700	2.380	1.68%	19.33	1.93	17.79	20.00	37.79	83.97	19.3	1.0000

Tableau 29: Temps de concentration & débit par la méthode rationnelle

Caractéristiques Bassins versants					Calcul du temps de concentration selon Richards									
BV	S [ha]	C	L <sub>hydrau</sub> [km]	I	Tc [min] - Kirpich	Tc [h]	Tc [min]	h [mm]	R	K	Fon_Obj	Tc [min] retenue	i [mm/h]	Q [m <sup>3</sup> /s]
1	301.09	0.700	2.400	1.85%	36.23	0.91	54.7	60.2	126.2	0.0115	1.0000	45.46	74.46	32.8
2	38.59	0.700	0.707	1.43%	15.62	0.33	20.1	42.4	169.0	0.0097	1.0000	17.86	136.66	8.5
3	397.79	0.700	3.640	1.07%	61.64	1.66	99.8	74.3	119.0	0.0119	1.0000	80.72	51.27	29.4
4	254.92	0.700	2.350	1.79%	36.14	0.91	54.5	60.1	126.3	0.0115	1.0000	45.33	74.60	28.0
5	152.17	0.700	2.380	1.68%	37.37	0.94	56.7	60.9	125.5	0.0115	1.0000	47.02	72.85	16.8

Tableau 30: Temps de concentration & débit: moyenne des deux méthodes

Caractéristiques Bassins versants					Moyenne des deux méthodes	
BV	S [ha]	C	L <sub>hydrau</sub> [km]	I	Tc [min] retenue	Q [m <sup>3</sup> /s]
1	301.09	0.700	2.400	1.85%	<b>51.23</b>	<b>30.53</b>
2	38.59	0.700	0.707	1.43%	<b>18.24</b>	<b>8.43</b>
3	397.79	0.700	3.640	1.07%	<b>74.59</b>	<b>31.06</b>
4	254.92	0.700	2.350	1.79%	<b>46.00</b>	<b>27.77</b>
5	152.17	0.700	2.380	1.68%	<b>42.40</b>	<b>18.05</b>

## Dimensionnement des tronçons

Tableau 31: Dimensionnement des sections géométriques du canal par tronçon

Type Association	Tronçon	Tceq	Aeq [ha]	Ceq	Ieq	I <sub>ret</sub>	i [mm/h]	Q [m <sup>3</sup> /s]	b <sub>ret</sub> [m]	yn [m]	F_obj	U [m/s]	Lbief [m]	Tr [min]
BV1	Pk0-Pk737	51.23	301.09	0.70	1.85%	0.012	68.90	30.5	4	1.00	1.0000	6.12	804	2.19
BV1 & BV2 en Série	Pk737-Pk2230	57.35	339.67	0.700	1.74%	0.0047	64.02	31.6	5	1.17	1.0000	4.37	1426.00	5.44
(BV1,2) & BV3 en Série	Pk2230-Pk2974	74.59	737.47	0.700	1.32%	0.0047	53.97	55.6	8.5	1.21	1.0000	4.75	744.00	2.61
(BV1,2 et 3) & BV4 en Série	Pk2975-Pk4079	79.33	992.39	0.700	1.30%	0.0040	51.85	70.9	13	1.14	1.0000	4.40	1104.00	4.18
(BV1,2,3 et 4) & BV5 en Série	Dalot	83.74	1144.56	0.700	1.47%	0.0030	50.06	78.3	-	-	-	-	-	-

**Calcul des lignes d'eau par la méthode de Bakhmeteff pour la détermination des hauteurs maximales de chaque bief du canal**

Tableau 32: Hauteurs maximales de chaque bief du canal

Tronçon	Q [m <sup>3</sup> /s]	Lbief [m]	bret [m]	yn [m]	ym [m]	Fr	Nature_Rég	yc [m]	F_obj	Hs [m]	H <sub>sc</sub> [m]	Règle de calcul	r [m]	H [m]
Pk0-Pk737	30.5	804	4.0	1.00	0.83	2.14	Torrentiel	1.58	1.0000	2.91	2.19	Passage d'un RT à un RT. Le RT amont vient jusqu'à la singularité	0.25	1.25
Pk737-Pk2230	31.6	1,426	5.0	1.17	0.98	1.41	Torrentiel	1.44	1.0000	2.15	2.03	Au début du bief 2, on a une courbe de remous S3 ( $y_0 = 0.85$ [m] et $y_1 = 1.17$ [m] et longue 344 [m]) à l'aval le RT vient jusqu'à la singularité	0.25	1.42
Pk2230-Pk2974	55.6	744	8.5	1.21	1.07	1.46	Torrentiel	1.53	1.0000	2.36	2.20	Au début du bief 3, on a une courbe de remous S3 ( $y_0 = 0.933$ [m] et $y_1 = 1.21$ [m] et longue 354 [m]) à l'aval le RT vient jusqu'à la singularité	0.25	1.46
Pk2975-Pk4079	70.9	1,104	13.0	1.14	1.05	1.37	Torrentiel	1.39	1.0000	2.13	2.03	Au début du bief 3, on a une courbe de remous S3 ( $y_0 = 0.974$ [m] et $y_1 = 1.14$ [m] et longue 276 [m]) à l'aval le RT vient jusqu'à la singularité	0.25	1.39

## ANNEXE V : DEPOT DE TERRE DANS LE CANAL & PANNEAUX DETERIORES



*Photo 12: Dépôt de terre énorme dans le canal permettant même l'entrée et la sortie des chevaux*



*Photo 13: Dépôt de terre et détérioration des panneaux de rive*



*Photo 14: Détérioration des panneaux de rive gauche*



*Photo 15: Détérioration des panneaux de rive droite*



*Photo 16: Dégradation des panneaux de base*

## ANNEXE VI : SORTIE LIBRE DALOT RECTANGULAIRE

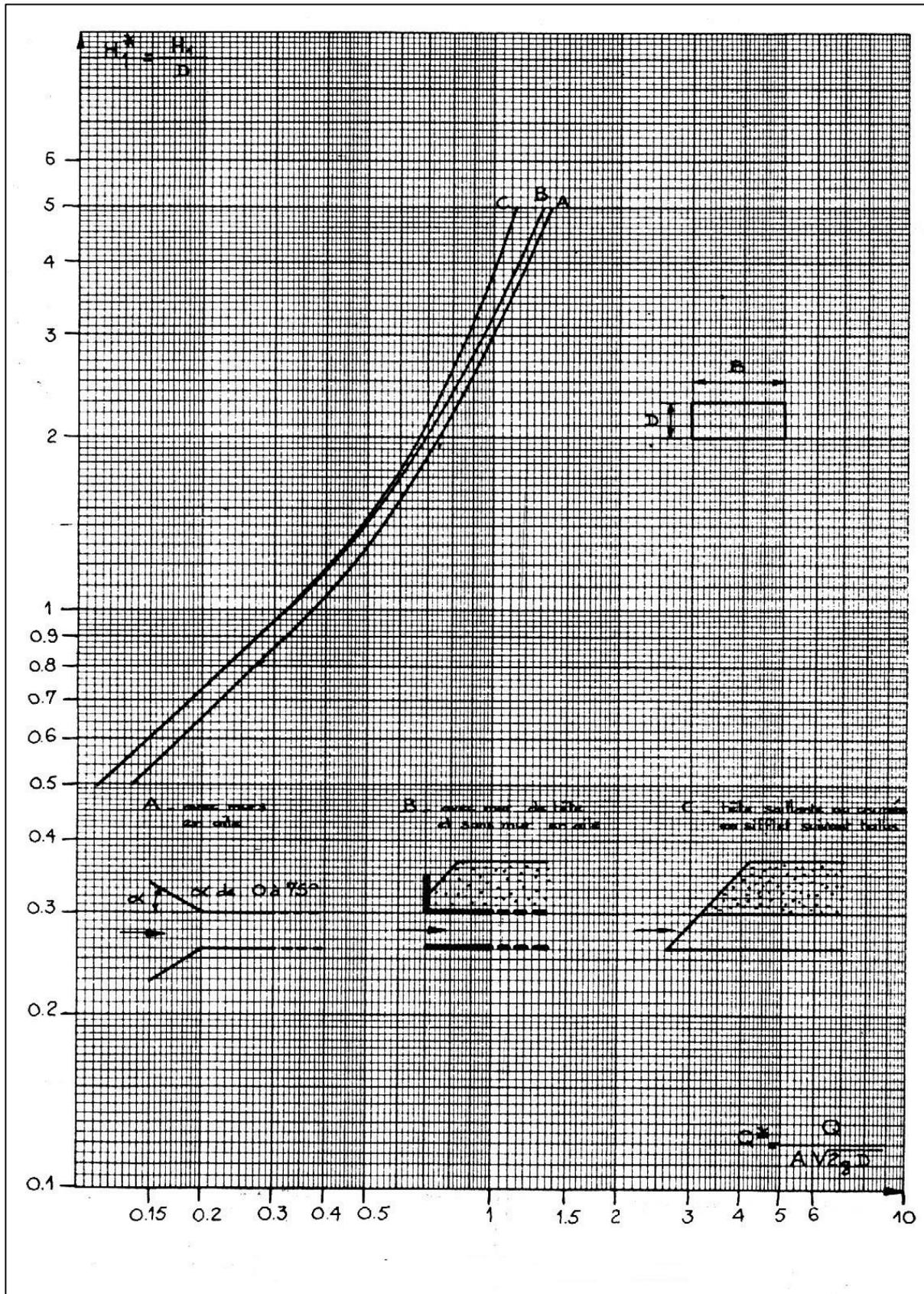


Figure 11: Sortie libre dalot rectangulaire

ANNEXE VII : CALCUL DE LA PENTE CRITIQUE

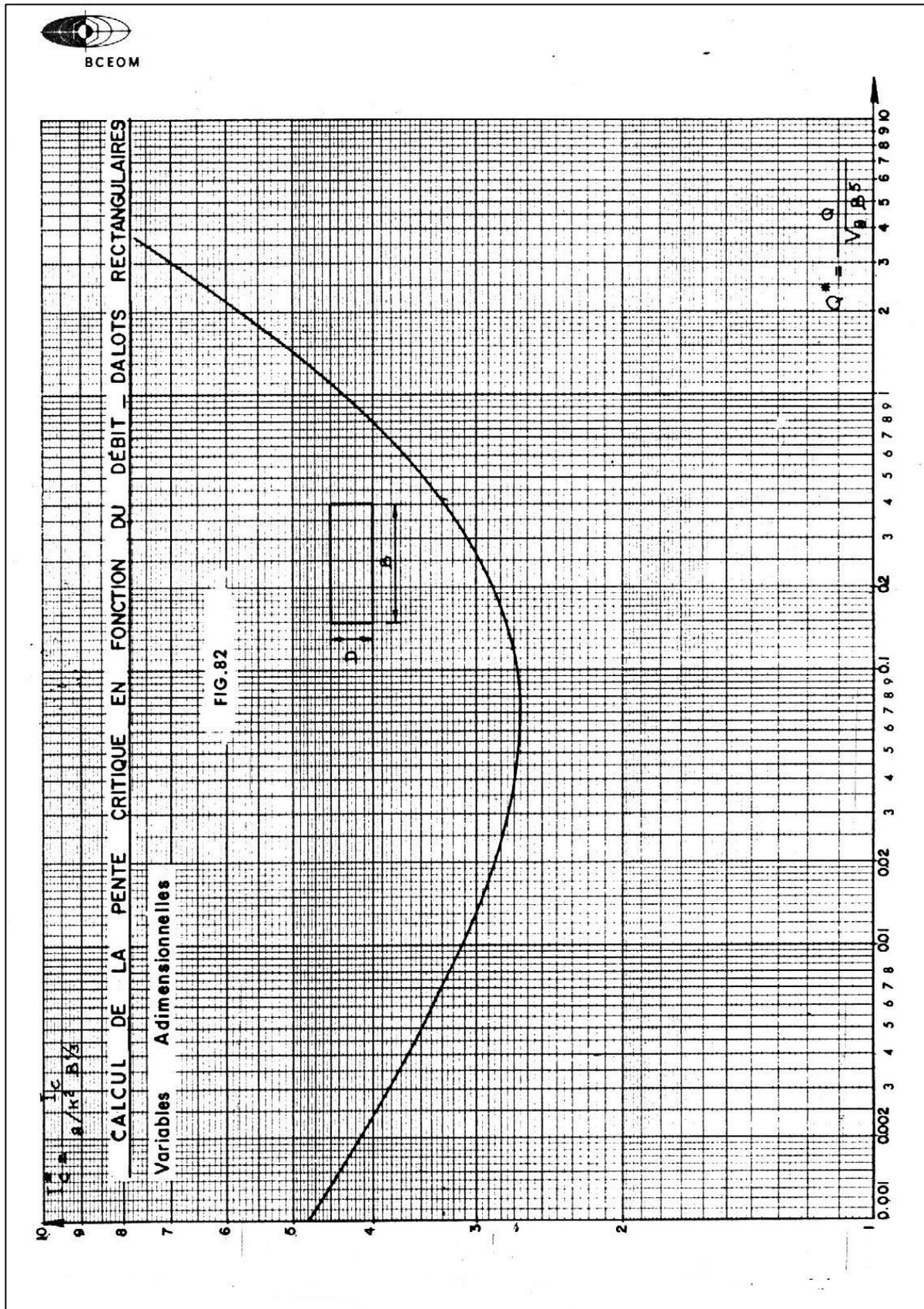


Figure 12: Pente critique

ANNEXE VIII : CALCUL DE VITESSE DANS UN DALOT

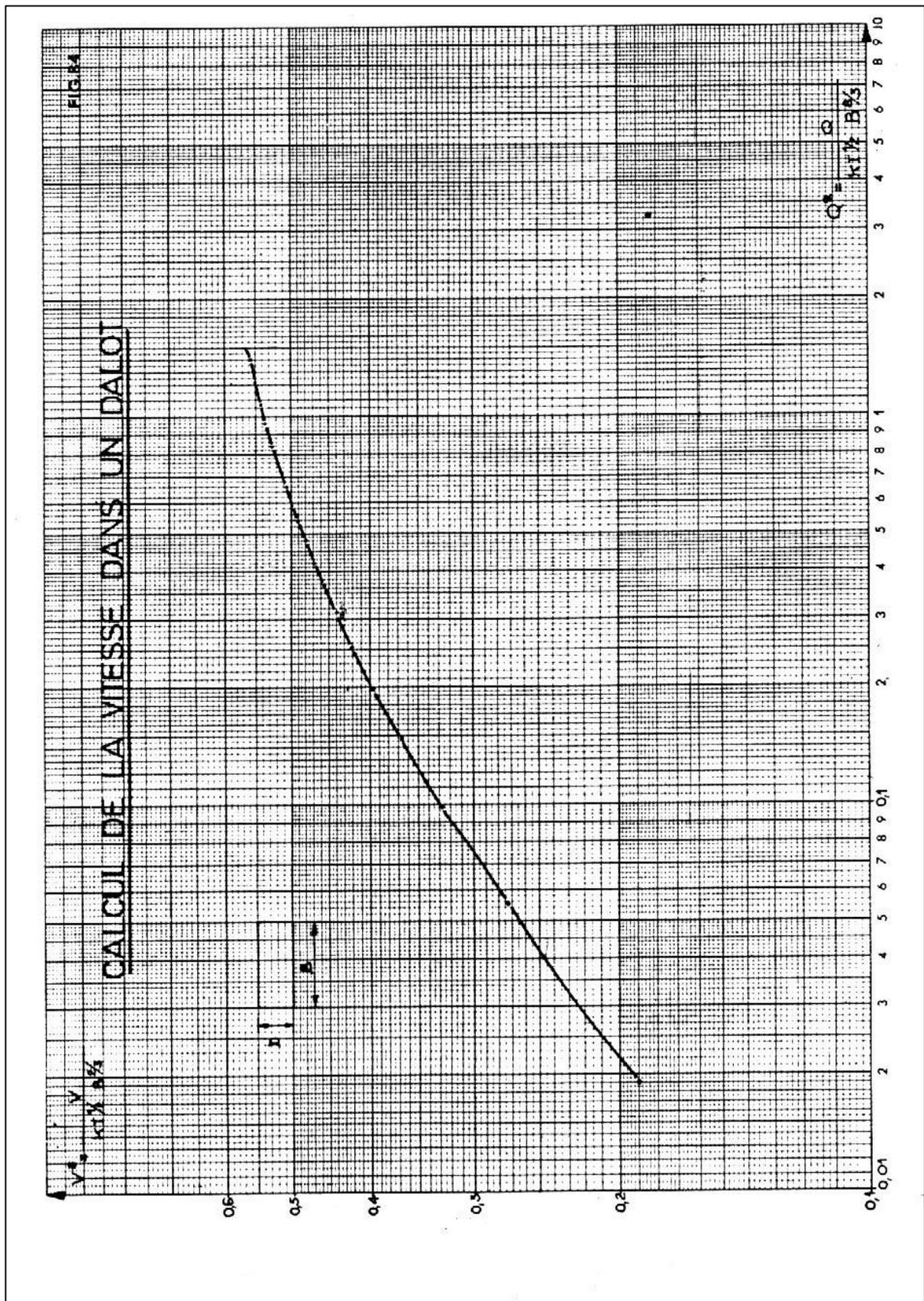


Figure 13: Vitesse dans un dalot

## ANNEXE IX: NOTE DE CALCUL DALOT 6 X 5 X 3.2

### 1. Hypothèses de calcul

Les calculs de ferrailage seront menés suivant les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites dites règles B.A.E.L 91.

Les structures routières seront définies conformément aux prescriptions du titre II du fascicule 61 du cahier des prescriptions communes (C.P.C) françaises en la matière.

Les ouvrages seront calculés par rapport aux systèmes de charges A(L) et B (Bc, Bt et Br).

On mènera les calculs par bande de 1.00 m linéaire.

✓ Acier :

- Nuance : Acier à haute adhérence Fe 400
- Limite d'élasticité garantie Fe = 400 MPa
- Contrainte de calcul de l'acier à l'ELU  $\sigma_s = \frac{F_e}{1.15} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$
- Contrainte de calcul de l'acier à l'ELS  
$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max(0.5f_e; 110\sqrt{1.6 \times f_{c28}}) \right\} = 200 \text{ MPa}$$
- Enrobage = 3 cm.

✓ Béton :

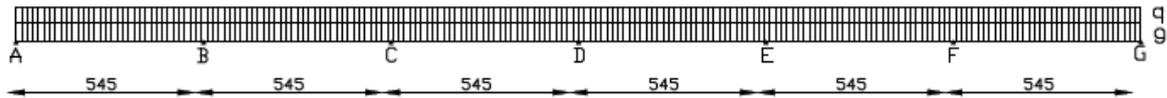
- Poids volumique : 25 kN/m<sup>3</sup>
- Fissuration préjudiciable pour notre dalot à six ouvertures.
- Résistance nominale à 28j :
  - A la compression  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
  - A la traction  $f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{c28}$
- Contrainte limite du béton :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

✓ Remblai :

- Le coefficient de poussée des terres sera  $K_a = 0.33$

### 2. Evaluation des charges permanentes et surcharges routières

Schéma de calcul équivalent :



### 2.1. Calcul des charges permanentes

✓ Au niveau du tablier

Poids propre du tablier :  $P = 25 \times e \times 1 = 25 \times 0.45 \times 1 = 11.25 \text{ kN/m}$

Couche de roulement  $e = 0.03 \text{ m} \Rightarrow P = 24 \times e \times 1 = 24 \times 0.03 = 0.72 \text{ kN/m}$

On a  $P_1 = \sum P_i = 11.25 + 0.72 = 11.97 \text{ kN/ml}$

✓ Au niveau du radier

Le radier reçoit les charges permanentes du tablier  $P_1$  et des piédroits.

Poids propre du piédroit :  $P = 25 \times 0.45 \times 1 = 11.25 \text{ kN/m}$

Poids propre du radier :  $P = 25 \times e \times 1 = 25 \times 0.45 \times 1 = 11.25 \text{ kN/m}$

$P_2 = 11.97 + 11.25 + \frac{11.25 \times 7}{(6 \times 5) + (0.45 \times 7)} = 25.60 \text{ kN/ml}$

✓ Poussée du remblai sur un piédroit uniquement

$$P_t = K_a \times \rho_t \times h$$

Avec :

$K_a = 0,333 = \text{coefficient de poussée des terres}$

$\rho_t = 20 \text{ KN/m}^3 = \text{poids volumique de la terre}$

$h = \text{hauteur du remblai par rapport au point considéré}$

$P_3 (h=4.1\text{m}) = 0.33 \times 20 \times 4.1 = 27.06 \text{ kN/ml}$

### 2.2. Calcul des charges variables

Elles sont définies par le fascicule 61 titre 2 du C.P.C et concerne les charges et effets suivants :

- Les charges d'exploitation sans caractères particuliers ou charges routières normales ;
- Les charges d'exploitation à caractères particuliers ;

- Les effets du vent ;
- Les actions de la température ;
- Les actions climatiques ;
- Les actions en cours d'exécution.

Cependant dans notre cas nous nous intéresserons uniquement aux charges routières normales.

#### *a. Surcharges routières*

Elles regroupent l'ensemble des systèmes de chargements routiers définies par le Fascicule 61 titre 2 du C.P.C et sont constituées du :

- Système A ;
- Système B comprenant les charges de type Bc, Bt, Br.

Il nous faudra définir certaines notions qui seront utiles pour la suite.

**Largeur roulable (Lr) :** c'est la largeur du tablier comprise entre dispositifs de retenue. Elle comprend donc la chaussée proprement dite et les sur largeurs éventuelles, telles que les bandes d'arrêt d'urgence (BAU), Bandes dérasées (BD) etc...

Dans le cas du présent projet, la largeur roulable est :

$$Lr = 10 \text{ m}$$

**Largeur Chargeable Lch :** la largeur chargeable se déduit à partir de la largeur roulable :

En enlevant une bande de 0.50 m le long de chaque dispositif de retenue (glissière ou barrière) lorsqu'il en existe ; cependant si une chaussée est encadrée par deux (2) bordures, la largeur chargeable est confondue avec la largeur roulable et si elle est bordée d'un côté par un dispositif de retenue, de l'autre par une bordure, c'est une bande de 0.50 m qui sera soustraite.

$$Lch = Lr - n \times 0.50$$

Avec : Lch : largeur chargeable en m et n : nombre de dispositifs de retenue et  $n \leq 2$

$$Lch = 10 - (2 \times 0.5)$$

$$Lch = 9 \text{ m}$$

**Nombre de voies Nv :** par convention le nombre de voies de circulation Nv des chaussées est tel que :

$$N_v = \text{Entier} \left( \frac{L_{ch}}{3} \right)$$

$N_V = \text{Entier} \left( \frac{9}{3} \right) = 3$  . Il sera retenu 2 voies car il est prévu des voies pour les motocycles et les bicyclettes.

**$N_V = 2$  Voies**

**Largeur d'une voie (V) :** la largeur d'une voie de circulation V est :

**V = 3.5 m**

**Classe des ponts :** les ponts sont classés en trois (3) classes selon leur largeur roulable Lr et leur destination :

- 1ère Classe : tout le pont supportant une largeur roulable supérieure ou égale à 7 m et ceux portant des bretelles d'accès à de telles chaussées, ainsi que les autres ponts éventuellement désignés par le cahier des Prescriptions Spéciales (C.P.S), tels que les ponts urbains ou en zone industrielle avec risque d'accumulation de poids lourds quel que soit leur largeur.
- 2ème Classe : tous les ponts autres que ceux de la 1ère classe supportant des chaussées de largeur roulable comprise entre 5.50 m et 7 m ;
- 3ème Classe : les ponts autres que ceux-ci-dessus portant des chaussées de 1 ou 2 voies de largeur roulable inférieure ou égale à 5.5 m.

En se référant à cette classification des ponts du Fascicule 61 Titre 2, nous remarquons que le dalot du projet est un dalot de 1ère classe car ayant une largeur roulable supérieure à 7.00 m. Soit le tableau 33 récapitulatif suivant :

Tableau 33: Classification selon le Fascicule 61 titre 2 du CPC

Désignation	Caractéristiques
Classe de pont	Pont de 1ère Classe
Nombre de Voie $N_V$	$N_V = 2$ voies
Largeur Roulable Lr	Lr = 10 m
Largeur Chargeable Lch	Lch = 9 m

*i. Système A*

Le système de chargement A se compose de charges uniformément réparties d'intensité variable suivant une longueur surchargée et qui correspondent à une ou plusieurs files de véhicules à l'arrêt sur le pont. Elles représentent un embouteillage ou un stationnement (pont urbain équipé de feux aux extrémités ou embouteillage d'ordre quelconque), ou bien tout simplement une

circulation continue à une vitesse à peu près uniforme d'un flot de véhicules composé de voitures légères et de poids lourds.

Ainsi, la chaussée des ponts de portées unitaires inférieures à 200 m (cas du présent projet) est soumise à une surcharge uniformément répartie dont l'intensité est égale au produit de AL (variable avec la longueur surchargée L) par des coefficients a1 et a2 donnés par le tableau 34 ci-après :

Tableau 34: Coefficient de dégressivité transversale a1

Classe du pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	5
I	1	1	0,9	0,75	0,75
II	1	0,9	-	-	-
III	0,9	0,8	-	-	-

La valeur de AL est donnée par la formule suivante :

$$A_L = 2.30 + \frac{360}{L + 12} \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Où L est la longueur chargée ou portée du pont dans le cas de travée indépendante considérée ici.

$$A_L = 2.30 + \frac{360}{34 + 12} = 10.13 \text{ kN/m}^2$$

La valeur de AL obtenue sera multipliée par des coefficients de corrections a1 et a2. Les valeurs du coefficient a1 étant présentées dans le tableau 14 ci-dessus, elle est alors égal à 1 pour une voie chargée et 1 pour deux voies chargées ; partant de là, le coefficient A1 est calculé comme suit :

$$A_1 = a_1 \times A_L = 1.00 \times 10.13 = 10.13 \text{ kN/m}^2: \text{ pour une voie chargée}$$

$$A_1 = a_1 \times A_L = 1.00 \times 10.13 = 10.13 \text{ kN/m}^2: \text{ pour deux voies chargées}$$

Par la suite, la charge A1 est multipliée par un coefficient a2 qui est donnée par :

$$a_2 = \frac{V_0}{V}$$

Avec :

- V : la largeur d'une voie ; V= 3.5 m en ce qui concerne le présent projet ;
- V0 est fonction de la classe du pont et est égale à : 3.50 m pour les ponts de 1ère classe, 3.00 m pour les ponts de 2ème classe et 2.75 m pour les ponts de 3ème classe.

Le pont concerné par ce projet étant de 1ère classe alors V0 = 3.50 m.

$$a_2 = \frac{3.50}{3.50} = 1$$

$$a_2 = 1$$

La charge A2 à appliquer uniformément sur toute la largeur de chaussée des voies considérées est alors :

$$A_2 = a_2 \times A_1$$

$$A_2 = 1 \times 10.13 \times 3.50 = 35.46 \text{ kN/m} : \text{ pour une voie chargée}$$

$$A_2 = 1 \times 10.13 \times 7 = 70.91 \text{ kN/m} : \text{ pour deux voies chargées}$$

NB : les valeurs obtenues de A2 tiennent compte des effets dynamiques et donc elles ne sont pas à multiplier par un coefficient de majoration dynamique.

Le tableau 35 qui suit présente de manière résumée le chargement de type A :

Tableau 35: Récapitulatif des charges du système A(L)

Désignation	Une (1) voie chargée	Deux (2) voies chargées
A2(L) en kN/m	35.46	70.91

La longueur totale du dalot étant 33.15m, la charge totale du système A(L) sur ce dalot sera de :

$$A_2 = 70 \times 33.15 = 2127.3 \text{ kN}$$

#### ii. Système B

Le système B comprend trois (3) sous-systèmes dont les effets pour chaque élément des ponts sont examinés indépendamment :

- Le système Bc composé de camions types ;
- Le système Br composé d'une roue isolée ;
- Le système Bt composé de groupes de deux (2) essieux.

Dans la suite, il sera présenté une description de chaque type de système avant de passer aux différents calculs.

##### ii.1. Le Système Bc

Le sous-système Bc se compose de camions de poids individuel égal à 300 KN. On dispose autant de files de deux camions au maximum que de voies de circulation, il est affecté un coefficient de pondération bc (dégressivité transversale).

Le sous-système Bc est représenté sur les figures (14 et 15) ci-dessous :

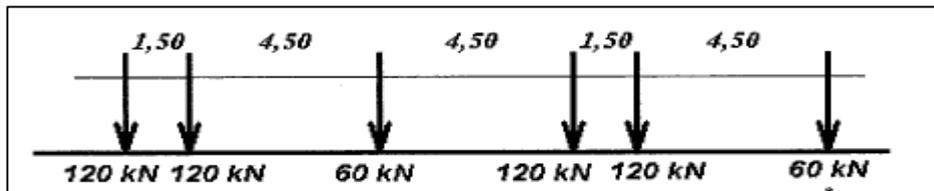


Figure 14: Disposition de deux camions dans le sens longitudinal (Système Bc)

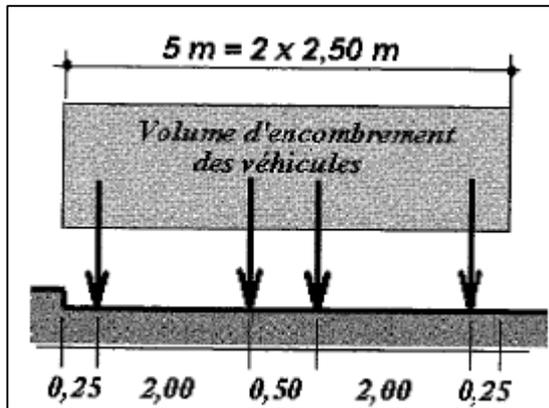


Figure 15: Disposition de deux camions dans le sens transversal (Sous-système Bc)

La détermination du coefficient  $b_c$  se fait en fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, les différentes valeurs du coefficient  $b_c$  sont présentées dans le tableau 36 qui suit :

Tableau 36: Valeurs du coefficient  $b_c$

Classe du pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	5
I	1,2	1,1	0,95	0,80	0,70
II	1	1	-	-	-
III	1	0,8			

Dans le cas du présent projet, le pont est de première classe avec deux files donc le coefficient  $b_c$  est respectivement égal à 1.20 pour une file et 1.10 pour deux (2) files. Nous avons deux camions transversalement et deux files de deux essieux de 120 kN. Le tableau 37 qui suit présente le calcul de la charge engendrée par le sous-système Bc :

Tableau 37: Chargement sous - système Bc par voie

Nombre de Voies Chargées	$b_c$	Charge par Essieu (KN)		
1 Voie	1.20	E. AV	$1 \times 60 \times 1.20$	72
		E.AR	$1 \times 120 \times 1.20$	144
2 Voies	1.10	E. AV	$2 \times 60 \times 1.10$	132
		E.AR	$2 \times 120 \times 1.10$	264

$$S = 2 \times 120 \times 2 \times 1.1 = 264 \times 2 = 528 \text{ kN}$$

## ii.2. Le Système Bt

Le sous-système Bt se compose de deux tandems à deux essieux de quatre roues chacun, le poids de chaque essieu étant de 160 kN :<sup>1</sup>

- Il ne s'applique qu'aux ponts de première et deuxième classe ;
- Le nombre de camions est limité à deux dans le sens transversal ;
- Il est affecté d'un coefficient de pondération bt égal à 1 pour les ponts de première classe et 0.90 pour ceux de deuxième classe.

La figure 16 présente la disposition dudit système :

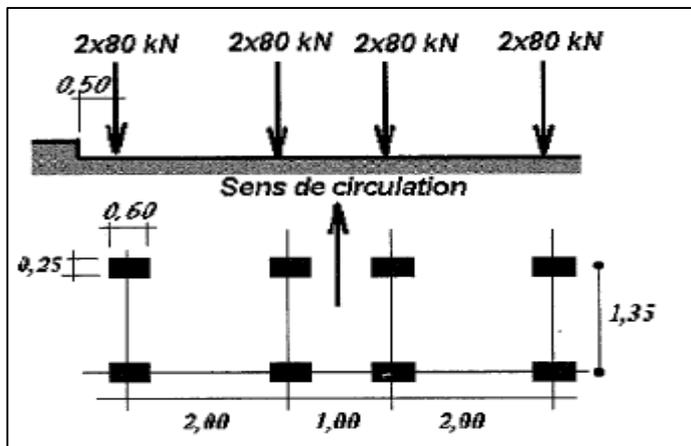


Figure 16: Disposition sous - système Bt

Le dalot soumis à cette étude étant de 1ère classe, le coefficient bt est alors égal à  $b_t = 1$ .

Le poids total maximal S des essieux du système Bt est alors égal à :

$$S = S_1 \times b_t$$

$$S = 2 \times 16 \times 2 \times 1 = 64 \text{ t} = 640 \text{ kN}$$

Le tableau 38 qui suit récapitule la charge Bt par essieu :

<sup>1</sup> Ministère de l'équipement et du logement, et Ministère de l'économie des finances, « Fascicule 61 titre II du CCTG : Programmes de charges et épreuves des ponts routes », 1981.

Tableau 38: Charge Bt par essieu

Nombre de Tandem	BT	Charge par essieu (KN)	
1	1	$160 \times 1 \times 1$	160
2	1	$160 \times 2 \times 1$	320

### ii.3. Le Système Br

Le sous-système Br se compose d'une roue isolée transmettant un effort de 100 KN à travers une surface d'impact rectangulaire de  $0.60 \times 0.30$  m (la dimension 0.60 perpendiculaire à l'axe de déplacements des véhicules, représente la surface au sol de roues jumelées), il est représenté par la figure 17 :<sup>2</sup>

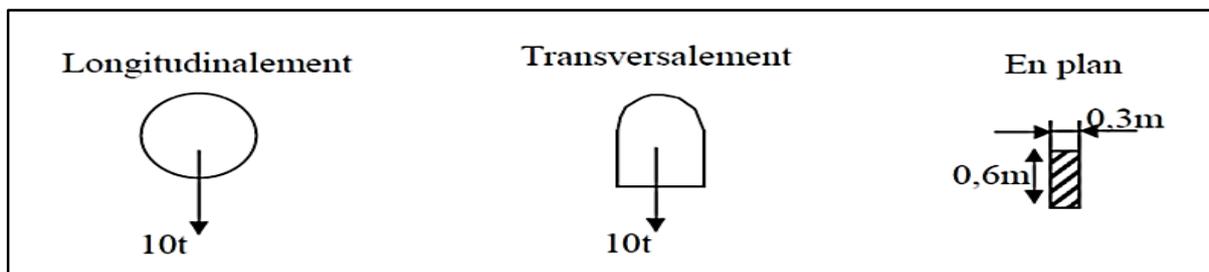


Figure 17: Configuration sous - système Br

Le système Br se calcul comme suit :

Deux voies chargées : $\rightarrow B_r = 10t = 100$  kN

$$S = \max\{S_{BC}; S_{BT}; S_{Br}\} = \max\{528; 640; 100\} = 640 \text{ kN}$$

Pour la suite, nous prendrons la valeur de la surcharge A (L) comme surcharge routière  $q_L = 2127.3$  kN.

## 3. Détermination des efforts et sollicitations

### 3.1. Modélisation sur le logiciel Robot

Les efforts et les sollicitations ont été calculés via le logiciel Robot Millenium.

Le système Robot millenium est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Robot Millenium permet de modéliser les structures, les calculer, de vérifier les résultats obtenus, de dimensionner les éléments spécifiques de la structure.

<sup>2</sup> Ministère de l'équipement et du logement, et Ministère de l'économie des finances.

La dernière étape générée par Robot Millenium est la création de la documentation écrite et graphique pour la structure calculée.

### 3.2. Caractéristiques principales de logiciel Robot Millenium

- ✓ Définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique conçue à cet effet ;
- ✓ Possibilité de présentation graphique de la structure étudiée et de représentation à l'écran des différents types de résultats de calculs (efforts internes, déplacements, travail simultané en plusieurs fenêtres ouvertes, etc.) ;
- ✓ Possibilité de calculer une structure et d'en étudier simultanément un autre ;
- ✓ Possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure ;
- ✓ Possibilité d'affecter et, ou de modifier le type de barres lors de la définition du modèle de la structure et pendant la simulation de calcul ;
- ✓ Possibilité de composer librement les impressions (notes de calcul, capture d'écran, composition de l'impression, copier des objets vers d'autres logiciels) ;
- ✓ Le système Robot Millénium regroupe plusieurs modules spécialisés dans chacune des étapes de l'étude de la structure.

### 3.3. Principes de fonctionnement de logiciel Robot Millenium

Comme tous les logiciels de calcul de structures, Robot Millenium utilise la méthode des éléments finis, les méthodes énergétiques et la théorie de l'élasticité pour la détermination des éléments de réduction (M, N et T) et les déformés des éléments de structure.

**1ère étape :** le logiciel nécessite la définition des caractéristiques :

- ✓ Définition de langue de travail ;
- ✓ Définition des caractéristiques des matériaux ;
- ✓ Définition des unités et de systèmes métriques utilisés ;
- ✓ Définition des normes et règlements.

**2ème étape :** le logiciel nécessite la définition la structure :

- ✓ Définition de la grille de système d'axe ;
- ✓ Définition des éléments verticaux (piédroits) ;
- ✓ Définition des éléments horizontaux (tablier, radier) ;
- ✓ Définition des conditions d'appuis.

**3ème étape :** le logiciel nécessite la définition et l'application des chargements de la structure.

- ✓ Le logiciel génère automatiquement le poids propre des éléments de structures noté comme des charges permanentes (pp);
- ✓ Définition des charges permanentes additionnelles (poids des éléments secondaires (CCP) ;
- ✓ Définition des charges d'exploitation (trafic) ;
- ✓ Définition des charges ponctuelles éventuelles.

**4ème étape :** choix de type d'analyse de structure

- ✓ Analyse sous charges permanente ;
- ✓ Analyse sous les surcharges d'exploitations ;

**5ème étape :** définition des combinaisons de calcul et coefficients de pondération.

**6ème étape :** lancement de calcul.

**7ème étape :** affichage et édition éventuelle des résultats.

3.4. Modélisation graphique et vue en 2D de la structure

La modélisation n'est terminée qu'après avoir défini toutes les sections des barres, les charges à appliquées, les conditions d'appuis.

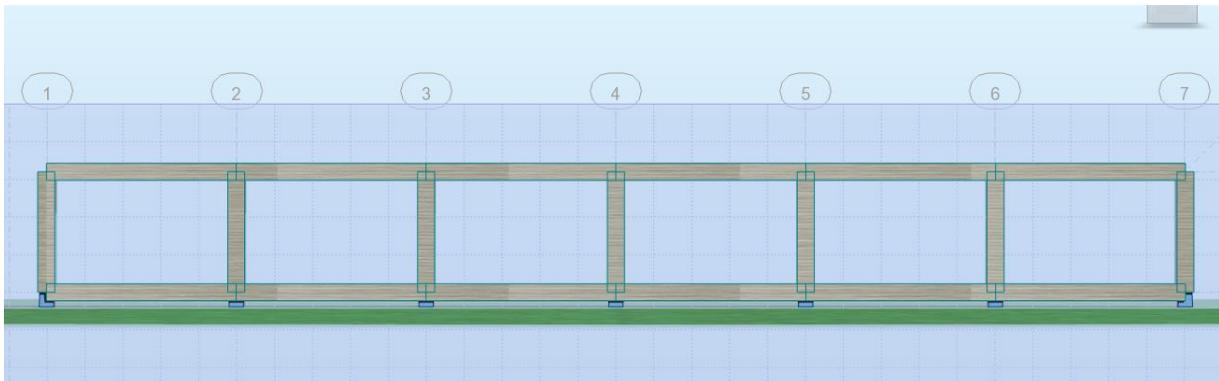


Figure 18: Vue 2D de la structure modéliser par Robot

3.5. Combinaisons d'actions

Nos combinaisons ont été faites à l'état limite ultime (ELU) et aussi à l'état limite de service (ELS). Le tableau ci-dessous résume assez bien nos combinaisons d'actions

Tableau 39: Définition des cas de charge

Cas	1	2	3
<b>Titre de la combinaison</b>	Charges permanentes	A (L)	Bt

Tableau 40: Présentation des combinaisons

Combinaison1	1*1.35+2*1.50
Combinaison2	1*1.35+3*1.50
Combinaison3	1*1+2*1
Combinaison4	1*1+3*1

#### 4. Résultats des efforts et sollicitations

##### 4.1. Moment fléchissant à l'ELU

Les moments fléchissant à l'ELU retenus sont ceux de la combinaison 1.

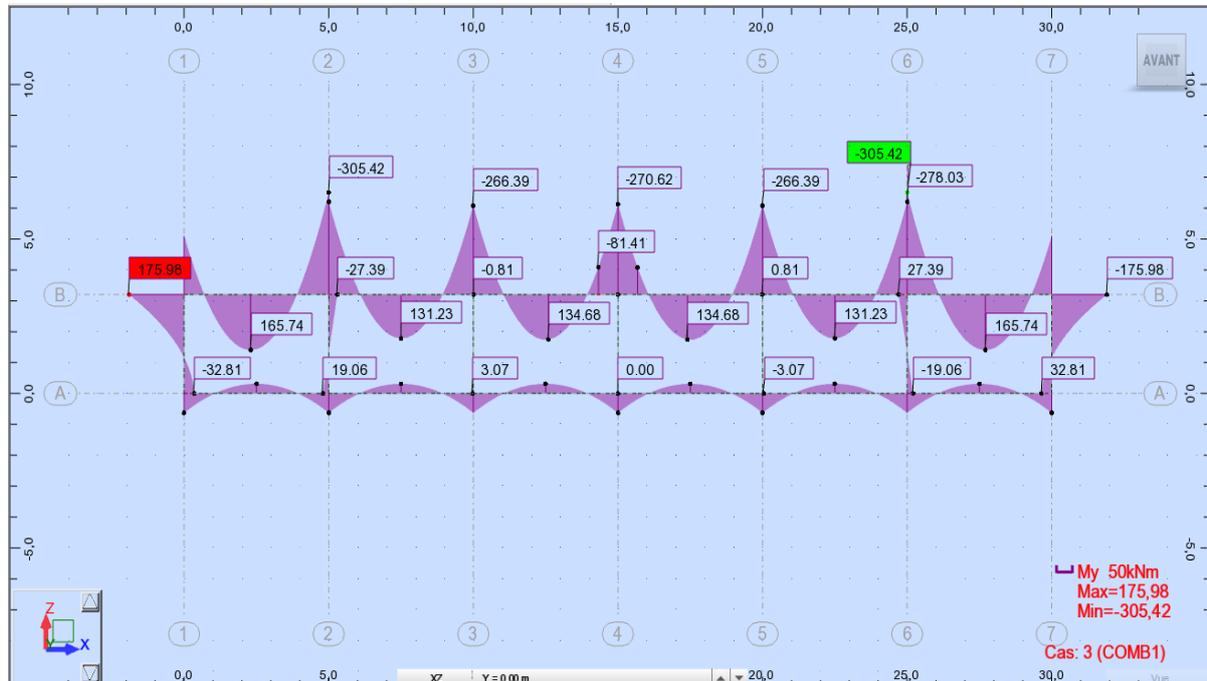


Figure 19: Diagramme moment fléchissant à l'ELU

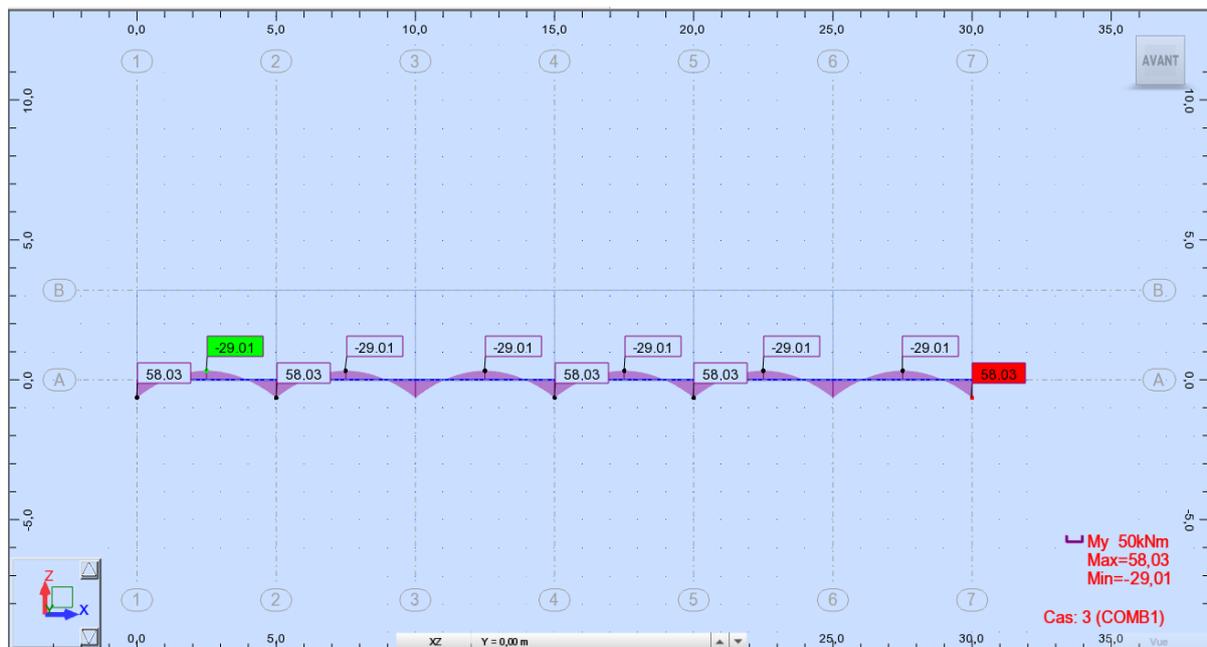


Figure 20: Diagramme moment fléchissant à l'ELU (Radier)

#### 4.2. Moment fléchissant à l'ELS

Les moments fléchissant à l'ELS retenus sont ceux de la combinaison 3.

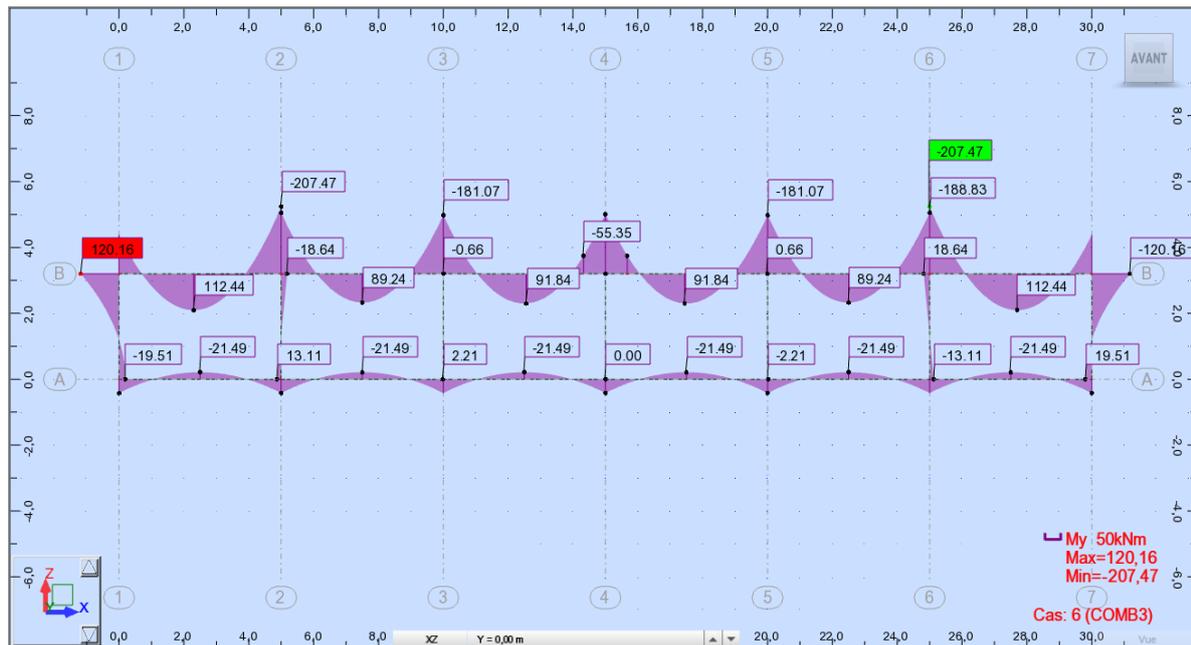


Figure 21: Diagramme moment fléchissant à l'ELS

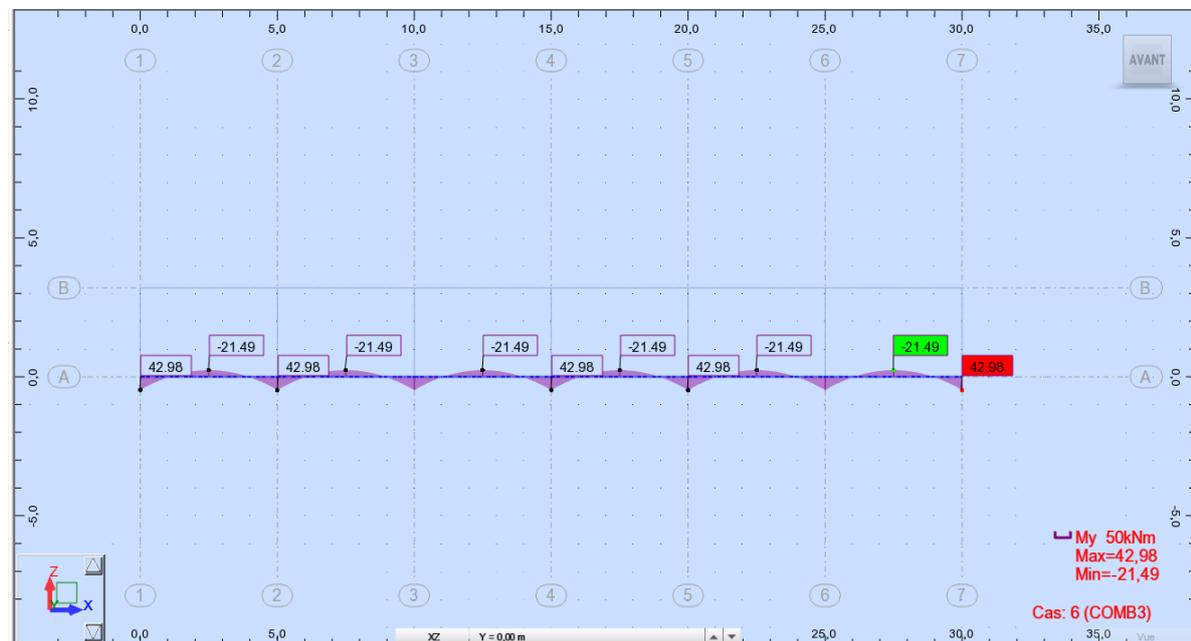


Figure 22: Diagramme moment fléchissant à l'ELS (Radier)

### 4.3. Effort normal à l'ELU

Les efforts normaux à l'ELU retenus sont ceux de la combinaison 1.

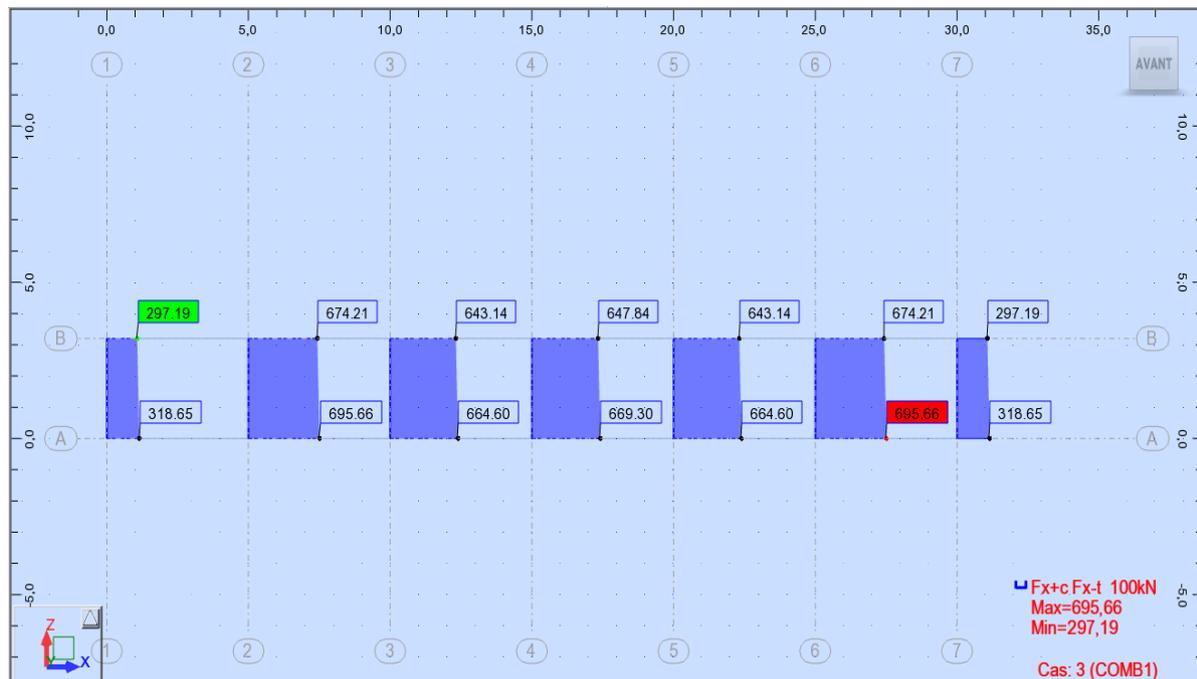


Figure 23: Diagramme effort normal à l'ELU (Piédroits extrêmes et centraux)

### 4.4. Effort normal à l'ELS

Les efforts normaux à l'ELS retenus sont ceux de la combinaison 3.

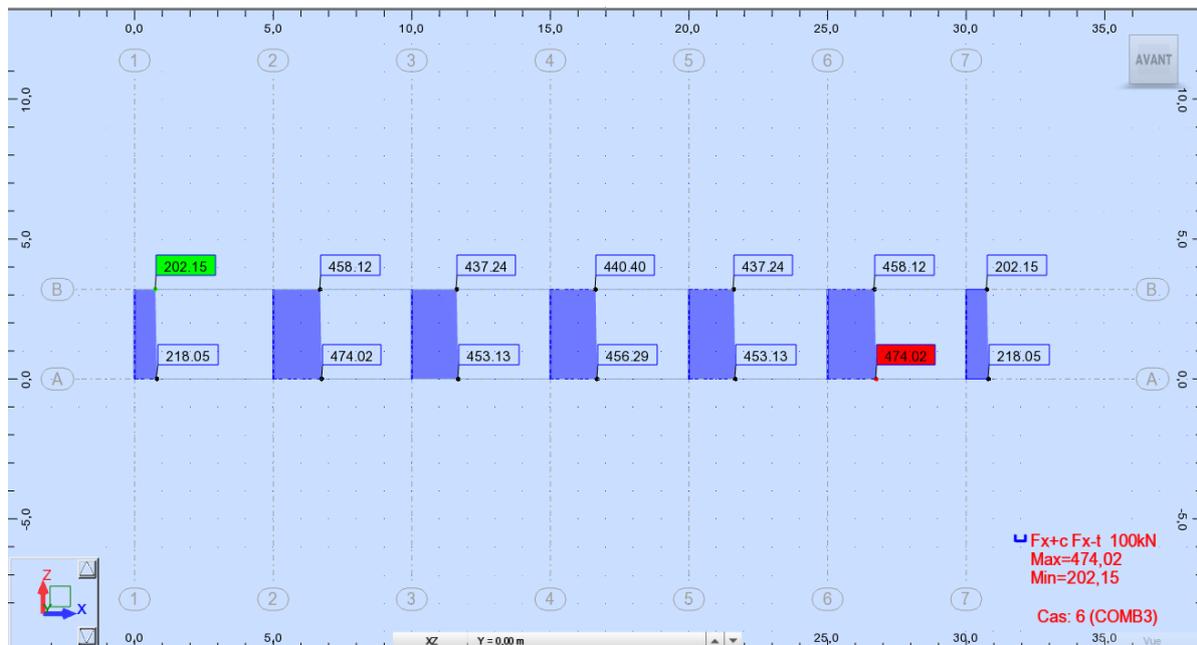


Figure 24: Diagramme effort normal à l'ELUS (Piédroits extrêmes et centraux)

Les sollicitations sont consignées dans le tableau 41 :

Tableau 41: récapitulatif des sollicitations

	Sollicitations	Valeurs (ELU)	Valeurs (ELS)	
<b>Tablier</b>	Moment fléchissant (kN.m)	Travée BC, CD, DE, EF.	135.34	91.84
		Travée AB, FG	165.74	112.44
		Appuis B, C, D, E et F	305.42	207.47
<b>Radier</b>	Moment fléchissant (kN.m)	Travée BC, CD, DE, EF.	29.01	21.49
		Travée AB, FG	29.01	21.49
		Appuis B, C, D, E et F	58.03	42.98
<b>Piédroits centraux B, C, D, E et F</b>	Effort normal ( kN)	695.56	474.02	
<b>Piédroits extérieurs A et D</b>	Flexion composée	M = 175.98	M = 120.16	
		N = 318.65	N = 218.05	

## 5. Calcul des sections d'armatures

### 5.1. Calcul des armatures du tablier

Données de calcul :  $b = 1.00 \text{ m}$  ;  $h = 0.45 \text{ m}$  ;  $d = 0.9h = 0.41\text{m}$  ;  $d' = 0.1h = 0.05 \text{ m}$  ;

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ MPa} ; f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.83 \text{ MPa}$$

#### a. Travée AB et FG

### Calcul à l'Etat limite Ultime (ELU)

$$M_u = 165.74 \text{ kN.m (Voir tableau 40)}$$

Calcul du moment réduit  $\mu_u$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}} = \frac{165.74}{1 \times 0.41^2 \times 14.17 \times 10^3} = 0.071$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.071}) = 0.093$$

Recherche du Pivot

$$\mu_u = 0.071 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

Détermination du bras de levier

$$Z_u = d(1 - 0.4\alpha_u) = 0.41(1 - 0.4 \times 0.093) = 0.390$$

Calcul de la section d'acier

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z_u \times f_{su}} = \frac{165.74}{0.390 \times 347.83 \times 10^3} = 12.22 \text{ cm}^2$$

### Calcul à l'Etat Limite de Service (ELS)

$$M_{ser} = 112.44 \text{ kN.m (Voir tableau 40)}$$

Le moment résistant

$$M_{r_{ser}b} = \frac{bd^2}{2} \bar{\sigma}_{bc} \times \bar{\alpha}_{ser} \left(1 - \frac{\bar{\alpha}_{ser}}{3}\right)$$

$$\bar{\alpha}_{ser} = \frac{n\bar{\sigma}_{bc}}{n\bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 200} = 0.53$$

D'où

$$M_{r_{ser}b} = \frac{1 \times 0.41^2}{2} \times 15 \times 0.53 \times \left(1 - \frac{0.53}{3}\right)$$

$$M_{r_{ser}b} = 0.550 \text{ MN.m} > M_{ser} \Rightarrow \text{pas d'aciers comprimés}$$

Section d'aciers principaux

$$A_{pr} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\bar{\alpha}_{ser}}{3}\right) \times \bar{\sigma}_{st}}$$

$$A_{pr} = \frac{112.44 \times 10^{-3}}{0.41 \left(1 - \frac{0.53}{3}\right) \times 200} = 16.86 \text{ cm}^2$$

$$A_{pr} = 16.86 \text{ cm}^2$$

Section d'aciers de répartition :

$$A_{rep} = \frac{A_{pr}}{4}$$

$$A_{rep} = \frac{16.86}{4} = 4.22 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{F_e}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 1 \times 0.41}{400} = 4.89 \text{ cm}^2$$

Sections retenues pour le ferrailage des armatures du tablier en travée :

Section d'aciers principaux :

$$A_{pr} = 16.86 \text{ cm}^2$$

Section d'aciers de répartition :

$$A_{rep} = 4.89 \text{ cm}^2$$

*b. Travée BC, CD, DE, EF*

**Calcul à l'Etat limite Ultime (ELU)**

$$M_u = 135.34 \text{ kN.m (Voir tableau 40)}$$

Calcul du moment réduit  $\mu_u$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{135.34}{1 \times 0.41^2 \times 14.17 \times 10^3} = 0.058$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.058}) = 0.075$$

Recherche du Pivot

$$\mu_u = 0.075 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

Détermination du bras de levier

$$Z_u = d(1 - 0.4\alpha_u) = 0.41(1 - 0.4 \times 0.075) = 0.39$$

Calcul de la section d'acier

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z_u \times f_{su}} = \frac{135.34}{0.390 \times 347.83 \times 10^3} = 9.90 \text{ cm}^2$$

**Calcul à l'Etat Limite de Service (ELS)**

$$M_{ser} = 91.84 \text{ kN.m (Voir tableau 40)}$$

Le moment résistant

$$M_{r_{ser,b}} = \frac{bd^2}{2} \bar{\sigma}_{bc} \times \bar{\alpha}_{ser} \left(1 - \frac{\bar{\alpha}_{ser}}{3}\right)$$

$$\bar{\alpha}_{ser} = \frac{n\bar{\sigma}_{bc}}{n\bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 200} = 0.53$$

D'où

$$M_{r_{ser,b}} = \frac{1 \times 0.41^2}{2} \times 15 \times 0.53 \times \left(1 - \frac{0.53}{3}\right)$$

$$M_{r_{serb}} = 0.550 \text{ MN.m} > M_{ser} \Rightarrow \text{pas d'aciers comprimés}$$

Section d'aciers principaux

$$A_{pr} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\bar{\alpha}_{ser}}{3}\right) \times \bar{\sigma}_{st}}$$

$$A_{pr} = \frac{91.84 \times 10^{-3}}{0,41 \left(1 - \frac{0,53}{3}\right) \times 200} = 13.77 \text{ cm}^2$$

$$A_{pr} = 13.77 \text{ cm}^2$$

Section d'aciers de répartition :

$$A_{rep} = \frac{A_{pr}}{4}$$

$$A_{rep} = \frac{13.77}{4} = 3.44 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{F_e}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 2,1 \times 1 \times 0,41}{400} = 4.89 \text{ cm}^2$$

Sections retenues pour le ferrailage des armatures du tablier en travée :

Section d'aciers principaux :

$$A_{pr} = 13.77 \text{ cm}^2$$

Section d'aciers de répartition :

$$A_{rep} = 4.89 \text{ cm}^2$$

*c. Sur appuis B, C, D, E et F*

**Calcul à l'Etat limite Ultime (ELU)**

$$M_u = 305.42 \text{ kN.m (Voir tableau 40)}$$

Calcul du moment réduit  $\mu_u$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{305.42}{1 \times 0.41^2 \times 14.17 \times 10^3} = 0.131$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.131}) = 0.177$$

Recherche du Pivot

$$\mu_u = 0.177 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

Détermination du bras de levier

$$Z_u = d(1 - 0.4\alpha_u) = 0.41(1 - 0.4 \times 0.177) = 0.376$$

Calcul de la section d'acier

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z_u \times f_{su}} = \frac{305.42}{0.376 \times 347.83 \times 10^3} = 23.33 \text{ cm}^2$$

**Calcul à l'Etat Limite de Service (ELS)**

$$M_{ser} = 207.47 \text{ kN.m (Voir tableau 40)}$$

Le moment résistant

$$M_{r_{ser}b} = \frac{bd^2}{2} \bar{\sigma}_{bc} \times \bar{\alpha}_{ser} \left(1 - \frac{\bar{\alpha}_{ser}}{3}\right)$$

$$\bar{\alpha}_{ser} = \frac{n\bar{\sigma}_{bc}}{n\bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 200} = 0.53$$

D'où

$$M_{r_{ser}b} = \frac{1 \times 0.41^2}{2} \times 15 \times 0.53 \times \left(1 - \frac{0.53}{3}\right)$$

$$M_{r_{ser}b} = 0.550 \text{ MN.m} > M_{ser} \Rightarrow \text{pas d'aciers comprimés}$$

Section d'aciers principaux

$$A_{pr} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\bar{\alpha}_{ser}}{3}\right) \times \bar{\sigma}_{st}}$$

$$A_{pr} = \frac{207.47 \times 10^{-3}}{0.41 \left(1 - \frac{0.53}{3}\right) \times 200} = 31.11 \text{ cm}^2$$

$$A_{pr} = 31.11 \text{ cm}^2$$

Section d'aciers de répartition :

$$A_{rep} = \frac{A_{pr}}{4}$$

$$A_{\text{rep}} = \frac{31.11}{4} = 7.78 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{F_e}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times 2,1 \times 1 \times 0,41}{400} = 4.89 \text{ cm}^2$$

Sections retenues pour le ferrailage des armatures du tablier en travée :

Section d'aciers principaux :

$$A_{\text{pr}} = 31.11 \text{ m}^2$$

Section d'aciers de répartition :

$$A_{\text{rep}} = 7.78 \text{ cm}^2$$

## 5.2. Calcul des armatures du radier

### a. Travée AB et FG

#### Calcul à l'Etat limite Ultime (ELU)

$M_u = 29.01 \text{ kN.m}$  (Voir tableau 40)

Calcul du moment réduit  $\mu_u$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{29.01}{1 \times 0.41^2 \times 14.17 \times 10^3} = 0.013$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.013}) = 0.016$$

Recherche du Pivot

$$\mu_u = 0.016 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

Détermination du bras de levier

$$Z_u = d(1 - 0.4\alpha_u) = 0.41(1 - 0.4 \times 0.016) = 0.40$$

Calcul de la section d'acier

$$A_{\text{st}} = \frac{M_u}{Z_u \times f_{su}} = \frac{29.01}{0.4 \times 347.83 \times 10^3} = 2.072 \text{ cm}^2$$

### Calcul à l'Etat Limite de Service (ELS)

$$M_{\text{ser}} = 21.49 \text{ kN.m (Voir tableau 40)}$$

Le moment résistant

$$M_{r_{\text{ser}b}} = \frac{bd^2}{2} \bar{\sigma}_{bc} \times \bar{\alpha}_{\text{ser}} \left(1 - \frac{\bar{\alpha}_{\text{ser}}}{3}\right)$$

$$\bar{\alpha}_{\text{ser}} = \frac{n\bar{\sigma}_{bc}}{n\bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 200} = 0.53$$

D'où

$$M_{r_{\text{ser}b}} = \frac{1 \times 0.41^2}{2} \times 15 \times 0.53 \times \left(1 - \frac{0.53}{3}\right)$$

$$M_{r_{\text{ser}b}} = 0.550 \text{ MN.m} > M_{\text{ser}} \Rightarrow \text{pas d'aciers comprimés}$$

Section d'aciers principaux

$$A_{\text{pr}} = \frac{M_{\text{ser}}}{d \left(1 - \frac{\bar{\alpha}_{\text{ser}}}{3}\right) \times \bar{\sigma}_{st}}$$

$$A_{\text{pr}} = \frac{21.49 \times 10^{-3}}{0.41 \left(1 - \frac{0.53}{3}\right) \times 200} = 3.22 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{pr}} = 3.22 \text{ cm}^2$$

Section d'aciers de répartition :

$$A_{\text{rep}} = \frac{A_{\text{pr}}}{4}$$

$$A_{\text{rep}} = \frac{3.22}{4} = 0.81 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{F_e}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 1 \times 0.41}{400} = 4.89 \text{ cm}^2$$

Sections retenues pour le ferrailage des armatures du radier en travée :

Section d'aciers principaux :

$$A_{pr} = 4.89 \text{ cm}^2$$

Section d'aciers de répartition :

$$A_{rep} = 4.89 \text{ cm}^2$$

*b. Travée BC, CD, DE, EF*

**Calcul à l'Etat limite Ultime (ELU)**

$$M_u = 29.01 \text{ kN.m (Voir tableau 40)}$$

Calcul du moment réduit  $\mu_u$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{29.01}{1 \times 0.41^2 \times 14.17 \times 10^3} = 0.013$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.013}) = 0.016$$

Recherche du Pivot

$$\mu_u = 0.016 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

Détermination du bras de levier

$$Z_u = d(1 - 0.4\alpha_u) = 0.41(1 - 0.4 \times 0.016) = 0.40$$

Calcul de la section d'acier

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z_u \times f_{su}} = \frac{29.01}{0.4 \times 347.83 \times 10^3} = 2.072 \text{ cm}^2$$

**Calcul à l'Etat Limite de Service (ELS)**

$$M_{ser} = 21.49 \text{ kN.m (Voir tableau 40)}$$

Le moment résistant

$$M_{r_{ser}b} = \frac{bd^2}{2} \bar{\sigma}_{bc} \times \bar{\alpha}_{ser} \left(1 - \frac{\bar{\alpha}_{ser}}{3}\right)$$

$$\bar{\alpha}_{ser} = \frac{n\bar{\sigma}_{bc}}{n\bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 200} = 0.53$$

D'où

$$M_{r_{ser}b} = \frac{1 \times 0.41^2}{2} \times 15 \times 0.53 \times \left(1 - \frac{0.53}{3}\right)$$

$$M_{r_{ser}b} = 0.550 \text{ MN.m} > M_{ser} \Rightarrow \text{pas d'aciers comprimés}$$

### Section d'aciers principaux

$$A_{pr} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\bar{\alpha}_{ser}}{3}\right) \times \bar{\sigma}_{st}}$$

$$A_{pr} = \frac{21.49 \times 10^{-3}}{0,41 \left(1 - \frac{0,53}{3}\right) \times 200} = 3.22 \text{ cm}^2$$

$$A_{pr} = 3.22 \text{ cm}^2$$

### Section d'aciers de répartition :

$$A_{rep} = \frac{A_{pr}}{4}$$

$$A_{rep} = \frac{3.22}{4} = 0.81 \text{ cm}^2$$

### Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{F_e}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 2,1 \times 1 \times 0,41}{400} = 4.89 \text{ cm}^2$$

### Sections retenues pour le ferrailage des armatures du tablier en travée :

#### Section d'aciers principaux :

$$A_{pr} = 4.89 \text{ cm}^2$$

#### Section d'aciers de répartition :

$$A_{rep} = 4.89 \text{ cm}^2$$

#### *c. Sur appuis B, C, D, E et F*

### Calcul à l'Etat limite Ultime (ELU)

$$M_u = 58.03 \text{ kN.m (Voir tableau 40)}$$

#### Calcul du moment réduit $\mu_u$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}} = \frac{58.03}{1 \times 0.41^2 \times 14.17 \times 10^3} = 0.025$$

$$\alpha_u = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}\right) = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.025}\right) = 0.032$$

### Recherche du Pivot

$$\mu_u = 0.025 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

Détermination du bras de levier

$$Z_u = d(1 - 0.4\alpha_u) = 0.41(1 - 0.4 \times 0.032) = 0.40$$

Calcul de la section d'acier

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z_u \times f_{su}} = \frac{58.3}{0.40 \times 347.83 \times 10^3} = 4.17 \text{ cm}^2$$

### Calcul à l'Etat Limite de Service (ELS)

$$M_{ser} = 42.98 \text{ kN.m (Voir tableau 40)}$$

Le moment résistant

$$M_{r_{ser}b} = \frac{bd^2}{2} \bar{\sigma}_{bc} \times \bar{\alpha}_{ser} \left(1 - \frac{\bar{\alpha}_{ser}}{3}\right)$$

$$\bar{\alpha}_{ser} = \frac{n\bar{\sigma}_{bc}}{n\bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 200} = 0.53$$

D'où

$$M_{r_{ser}b} = \frac{1 \times 0.41^2}{2} \times 15 \times 0.53 \times \left(1 - \frac{0.53}{3}\right)$$

$$M_{r_{ser}b} = 0.550 \text{ MN.m} > M_{ser} \Rightarrow \text{pas d'aciers comprimés}$$

Section d'aciers principaux

$$A_{pr} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\bar{\alpha}_{ser}}{3}\right) \times \bar{\sigma}_{st}}$$

$$A_{pr} = \frac{42.98 \times 10^{-3}}{0.41 \left(1 - \frac{0.53}{3}\right) \times 200} = 6.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{pr} = 6.45 \text{ cm}^2$$

Section d'aciers de répartition :

$$A_{rep} = \frac{A_{pr}}{4}$$

$$A_{rep} = \frac{6.45}{4} = 1.61 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{F_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 2,1 \times 1 \times 0,41}{400} = 4.89 \text{ cm}^2$$

Sections retenues pour le ferrailage des armatures du tablier en travée :

Section d'aciers principaux :

$$A_{pr} = 6.45 \text{ cm}^2$$

Section d'aciers de répartition :

$$A_{rep} = 4.89 \text{ cm}^2$$

### 5.3. Calcul des armatures des piédroits centraux B, C, D, E et F

Le piédroit sera considéré au mètre linéaire comme un poteau de  $365 \times 45$

Effort normal sollicitant le poteau :

$$N_u = 695.56 \text{ kN}$$

Calcul de l'élanement

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{2\sqrt{3}}{a} L_f = \frac{2\sqrt{3}}{0.45} \times 0.7 \times 3.65 = 19.69$$

Calcul de  $\alpha$

$$\lambda < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{19.69}{35}\right)^2} = 0.80$$

Calcul de la section réduite Br

$$Br = (0.45 - 0.02) (1 - 0.02) = 0.42 \text{ m}^2$$

Calcul des armatures longitudinales

$$A_{sc} = \left[ \frac{N_u}{\alpha} - \frac{Br f_{c28}}{0.9 \gamma_b} \right] \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left[ \frac{0.6956}{0.80} - \frac{0.42 \times 25}{0.9 \times 1.5} \right] \times \frac{1.15}{400} = -199.34 \text{ cm}^2$$

Le béton à lui seul peut reprendre les efforts de compression mais les dispositifs constructifs recommandent le minimum d'aciers.

Calcul de la section minimale

$$A_{s_{\min}} = \max\left(4U; \frac{0.2B}{100}\right) = \max\left(4(0.45 + 3.65) \times 2; \frac{0.2 \times 45 \times 365}{100}\right) \\ = \max(32.8 ; 32.85) = 32.85 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = 32.85 \text{ cm}^2$$

On prendra 7HA25.

Calcul des armatures transversales

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{l_{\max}}}{3} \Rightarrow \phi_t \geq \frac{25}{3} = 8.33$$

$$\phi_t \geq 8.33 \text{ mm} \Rightarrow \phi_t = 10 \text{ mm}$$

Calcul de l'espacement des cours

$$St = \min(15\phi; 40 \text{ cm}; a + 10\text{cm}) = \min(15 \times 2.5 ; 40 \text{ cm} ; 45 + 10 = \\ \min(37.5 \text{ cm}; 40 \text{ cm} ; 55 \text{ cm}) = 37 \text{ cm}$$

On prendra  $St = 37 \text{ cm}$ .

#### 5.4. Calcul des armatures des pénétrations extérieures A et F

Données de calcul :  $b = 1 \text{ m}$  ;  $h = 0.45 \text{ m}$  ;  $d = 0.9h = 0.41 \text{ m}$  ;  $d' = 0.1h = 0.045 \text{ m}$  ;

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ MPa} ; f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.83 \text{ MPa}$$

#### Calcul à l'Etat Limite Ultime

$$M_u = 175.98 \text{ kN.m}$$

$$N_u = 318.65 \text{ kN (Voir tableau 40)}$$

L'excentricité  $e$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{175.98}{318.65} = 0.55 \text{ m}$$

Calcul de l'effort de compression maximal supportable par le béton

$$N_{b_{\max}} = b \times h \times f_{bc} = 1 \times 0.45 \times 14.16 = 6.37 \text{ MN}$$

Le coefficient de remplissage :

$$\psi_1 = \frac{N_u}{N_{b_{\max}}} = \frac{0.31865}{6.37} = 0.065$$

$\psi_1 \leq 0.81 \Rightarrow$  On détermine l'excentricité critique relative  $\zeta$

$$\zeta < 2/3 \Rightarrow \zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\Psi_1})} = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0.065}}{4(3 + \sqrt{9 - 12 \times 0.065})} = 0.16$$

Calcul de  $e_{Nc}$

$$e_{Nc} = \zeta \times h = 0.16 \times 0.45 = 0.072 \text{ m}$$

$e > e_{Nc} \Rightarrow$  Section partiellement comprimée

Calcul du moment fictif :

$$M_{\text{fictif}} = N_u \times e_A \quad \text{Avec } e_A = e + (d - 0.5h)$$

$$e_A = 0.55 + (0.41 - 0.5 \times 0.45) = 0.74 \text{ m}$$

$$M_{\text{fictif}} = 318.65 \times 0.74 = 0.234 \text{ MN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{\text{fictif}}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.234}{1 \times 0.41^2 \times 14.17} = 0.1$$

$$\mu = 0.1 < \mu_{AB} = 0.186$$

Calcul de  $\mu_L$

$$\mu_L = 0.39 \text{ Pour les aciers FeE400 MPa}$$

$$\mu < \mu_L$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.1}) = 0.13$$

$$\alpha = 0.13$$

Bras de levier :

$$Z_u = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$Z_u = 0.41 \times (1 - 0.4 \times 0.13) = 0.39 \text{ m}$$

Section d'aciers fictifs :

$$A_{St} = \frac{M_{\text{fictif}}}{Z_u \times f_{su}} = \frac{0.234}{0.39 \times 347.83} = 1.73 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 17.34 \text{ cm}^2$$

$$A_{St} = 17.34 \text{ cm}^2$$

Section réelle d'aciers tendus :

$$A_{St,\text{réel}} = A_{St,\text{fictif}} - \frac{N_u}{f_{su}} = 1.73 \times 10^{-3} - \frac{0.31865}{347.83} = 8.18 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 8.33 \text{ cm}^2$$

$$A_{St,r\acute{e}el} = 8.33 \text{ cm}^2$$

### Calcul à l'Etat Limite de Service

$$M_{ser} = 120.16 \text{ kN.m}$$

$$N_{ser} = 218.05 \text{ kN.m (Voir tableau 40)}$$

L'excentricité e

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{120.16}{218.05} = 0.55 \text{ m}$$

Calcul de l'effort de compression maximal supportable par le béton

$$Nb_{max} = b \times h \times f_{bc} = 1 \times 0.45 \times 14.16 = 6.37 \text{ MN}$$

Le coefficient de remplissage :

$$\psi_1 = \frac{N_{ser}}{Nb_{max}} = \frac{0.218}{6.37} = 0.034$$

$\psi_1 \leq 0.81 \Rightarrow$  On détermine l'excentricité critique relative  $\zeta$

$$\zeta < 2/3 \Rightarrow \zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})} = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0.034}}{4(3 + \sqrt{9 - 12 \times 0.034})} = 0.166$$

Calcul de  $e_{Nc}$

$$e_{Nc} = \zeta \times h = 0.166 \times 0.45 = 0.075 \text{ m}$$

$e > e_{Nc} \Rightarrow$  Section partiellement comprimée

Calcul du moment fictif :

$$M_{ser \text{ fictif}} = N_{ser} \times e_A \quad \text{Avec } e_A = e + (d - 0.5h)$$

$$e_A = 0.55 + (0.41 - 0.5 \times 0.41) = 0.76 \text{ m}$$

$$M_{ser \text{ fictif}} = 218.05 \times 0.76 = 0.165 \text{ MN.m}$$

Le moment réduit  $M_{r_{serb}}$

$$M_{r_{serb}} = \frac{bd^2}{2} \bar{\sigma}_{bc} \times \bar{\alpha}_{ser} \left( 1 - \frac{\bar{\alpha}_{ser}}{3} \right)$$

$$\bar{\alpha}_{ser} = \frac{n\bar{\sigma}_{bc}}{n\bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 200} = 0.53$$

D'où

$$M_{r_{serb}} = \frac{1 \times 0.41^2}{2} \times 15 \times 0.53 \times \left(1 - \frac{0.53}{3}\right)$$

$$M_{r_{serb}} = 0.55 \text{ MN.m} > M_{ser \text{ fictif}} = 0.165 \text{ MN.m} \Rightarrow \text{Pas d'aciers comprimés}$$

Section d'aciers principaux :

$$A_{pr \text{ fictif}} = \frac{M_{ser \text{ fictif}}}{d \left(1 - \frac{\bar{\alpha}_{ser}}{3}\right) \times \bar{\sigma}_{st}}$$

$$A_{pr \text{ fictif}} = \frac{0.165}{0.41 \times \left(1 - \frac{0.53}{3}\right) \times 200} = 24.38 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 24.38 \text{ cm}^2$$

Section réelle d'aciers tendus :

$$A_{pr,réel} = A_{pr \text{ fictif}} - \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_s} = 28.34 \times 10^{-4} - \frac{0.21805}{200} = 13.48 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 13.48 \text{ cm}^2$$

$$A_{pr,réel} = 13.48 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 2,1 \times 1 \times 0,41}{400} = 4.89 \text{ cm}^2$$

Sections retenues pour le ferrailage des armatures des piédroits extérieurs :

Section d'aciers principaux :

$$A_{pr} = 13.48 \text{ cm}^2$$

Section d'aciers de répartition :

$$A_{rep} = \frac{A_{pr}}{4}$$

$$A_{rep} = \frac{13.48}{4} = 3.37 \text{ cm}^2$$

$$A_{rep} = 4.89 \text{ cm}^2$$

## ANNEXE X: NOTE DE CALCUL DES PANNEAUX DU CANAL

### 1. Hypothèses de calcul

Les calculs de ferrailage seront menés suivant les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites dites règles B.A.E.L 91.

On mènera les calculs par bande de 1.00 m linéaire.

✓ Acier :

- Nuance : Acier à haute adhérence Fe 400
- Limite d'élasticité garantie Fe = 400 MPa
- Contrainte de calcul de l'acier à l'ELU  $\sigma_s = \frac{F_e}{1.15} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$
- Contrainte de calcul de l'acier à l'ELS  
$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max(0.5 f_e; 110 \sqrt{1.6 \times f_{c28}}) \right\} = 200 \text{ MPa}$$
- Enrobage = 3 cm.

✓ Béton :

- Poids volumique : 25 kN/m<sup>3</sup>
- Fissuration préjudiciable pour notre canal.
- Résistance nominale à 28j :
  - A la compression  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
  - A la traction  $f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$
- Contrainte limite du béton :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

✓ Remblai :

- Le coefficient de poussée des terres sera  $K_a = 0.33$

## 2. Evaluation des charges permanentes et surcharges routières

### 2.1. Calcul des charges permanentes

✓ Au niveau du radier

Poids propre du radier :  $P_{rad} = 25 \times e \times 4 = 25 \times 0.20 \times 4 = 20 \text{ kN/m}$

$$P_{rad} = 20 \text{ kN/m}$$

Poids propre du panneau de rive :  $P_{riv} = 25 \times 0.15 \times 1 = 3.75 \text{ kN/m}$

$$P_1 = 20 + \frac{3.75 \times 2}{(4) + (0.15 \times 2)} = 21.75 \text{ kN/ml}$$

✓ Poussée du remblai sur le panneau de rive

$$P_t = K_a \times \rho_t \times h$$

Avec :

$K_a = 0,333 = \text{coefficient de poussée des terres}$

$\rho_t = 20 \text{ KN/m}^3 = \text{poids volumique de la terre}$

$h = \text{hauteur du remblai par rapport au point considéré}$

$$P_2 (h=1.77\text{m}) = 0.33 \times 20 \times 1.77 = 11.68$$

$$P_2 = 11.68 \text{ kN/ml}$$

### 2.2. Calcul des charges variables

La seule charge variable est celle dû à l'eau :

$$P_3 = 10 \times h = 10 \times 1.77 = 17.7$$

$$P_3 = 17.7 \text{ kN/ml}$$

### 3. Détermination des efforts et sollicitations

#### 3.1. Modélisation sur le logiciel RDM 6

Nous avons modélisé notre canal en coupe transversale avec ses trois composantes (deux panneaux de rives et panneau de base) sur le logiciel RDM 6. Par après, les efforts et les sollicitations ont été calculés via ce logiciel.

#### 3.2. Modélisation graphique et vue en 2D de la structure

La modélisation n'est terminée qu'après avoir défini toutes les sections des barres, les charges à appliquées, les conditions d'appuis.

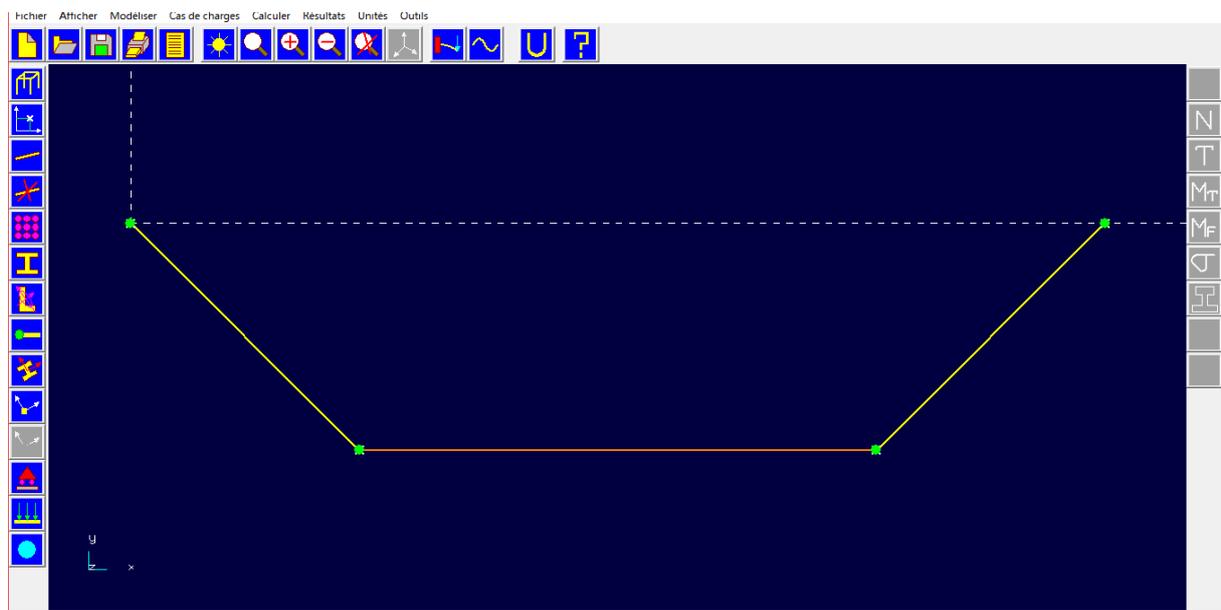


Figure 25: Vue 2D de la structure modéliser sur RDM 6

#### 3.3. Combinaisons d'actions

Nos combinaisons ont été faites à l'état limite ultime (ELU) et aussi à l'état limite de service (ELS). Le tableau ci-dessous résume assez bien nos combinaisons d'actions

Tableau 42: Définition des cas de charge

Cas	1	2	3
<b>Titre du cas</b>	Poids propre	Poussée des terres	Poussée hydrostatique

Tableau 43: Présentation des combinaisons

Combinaison1	Combinaison à l'ELS sans présence d'eau	cas1 + cas2
Combinaison2	Combinaison à l'ELS avec présence d'eau	cas1 + cas2+ cas3
Combinaison3	Combinaison à l'ELU sans présence d'eau	1.35cas1 + 1.35cas2
Combinaison4	Combinaison à l'ELU avec présence d'eau	1.35cas1 + 1.35cas2+ 1.5cas3

#### 4. Résultats des efforts et sollicitations

##### 4.1. Moment fléchissant

Les moments fléchissant à l'ELU retenus sont ceux de la combinaison 4.

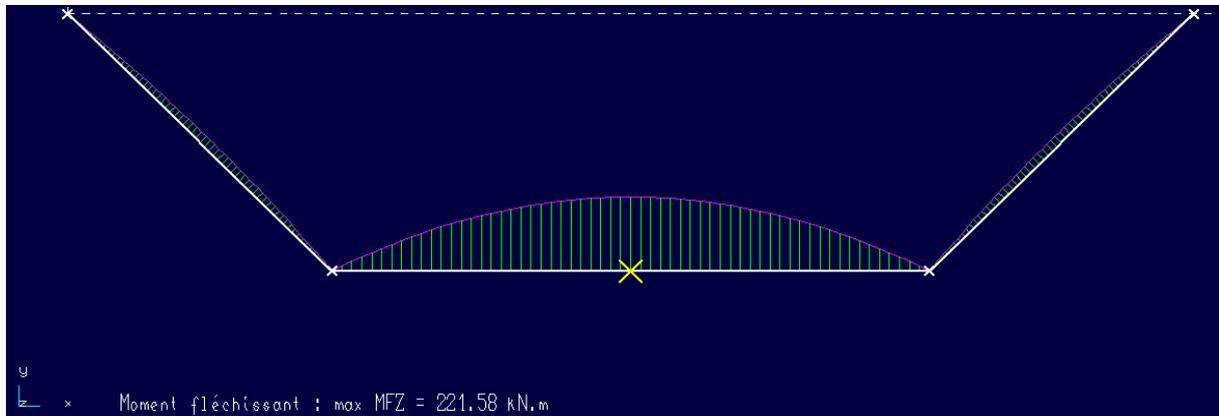


Figure 26: Diagramme moment fléchissant

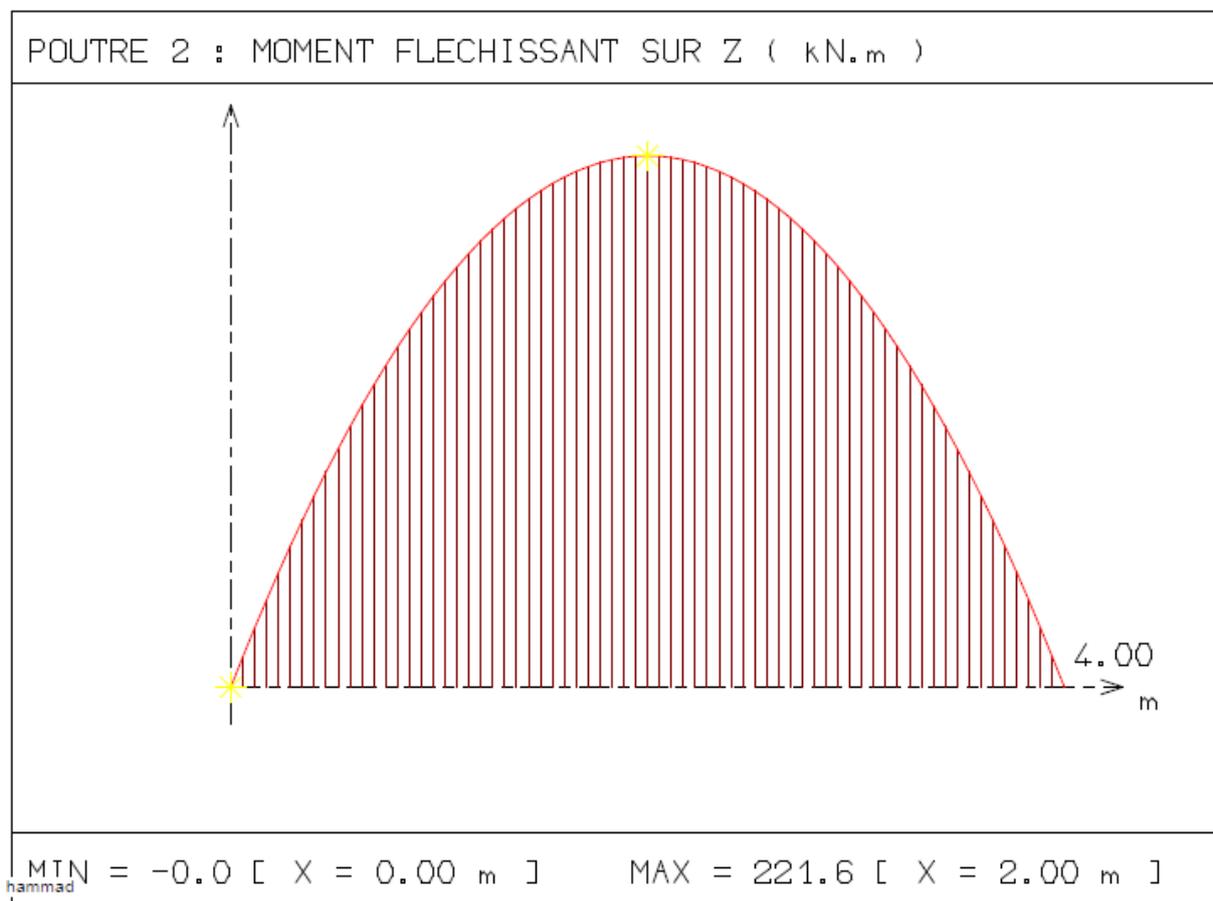


Figure 27: Diagramme moment fléchissant (Radier)

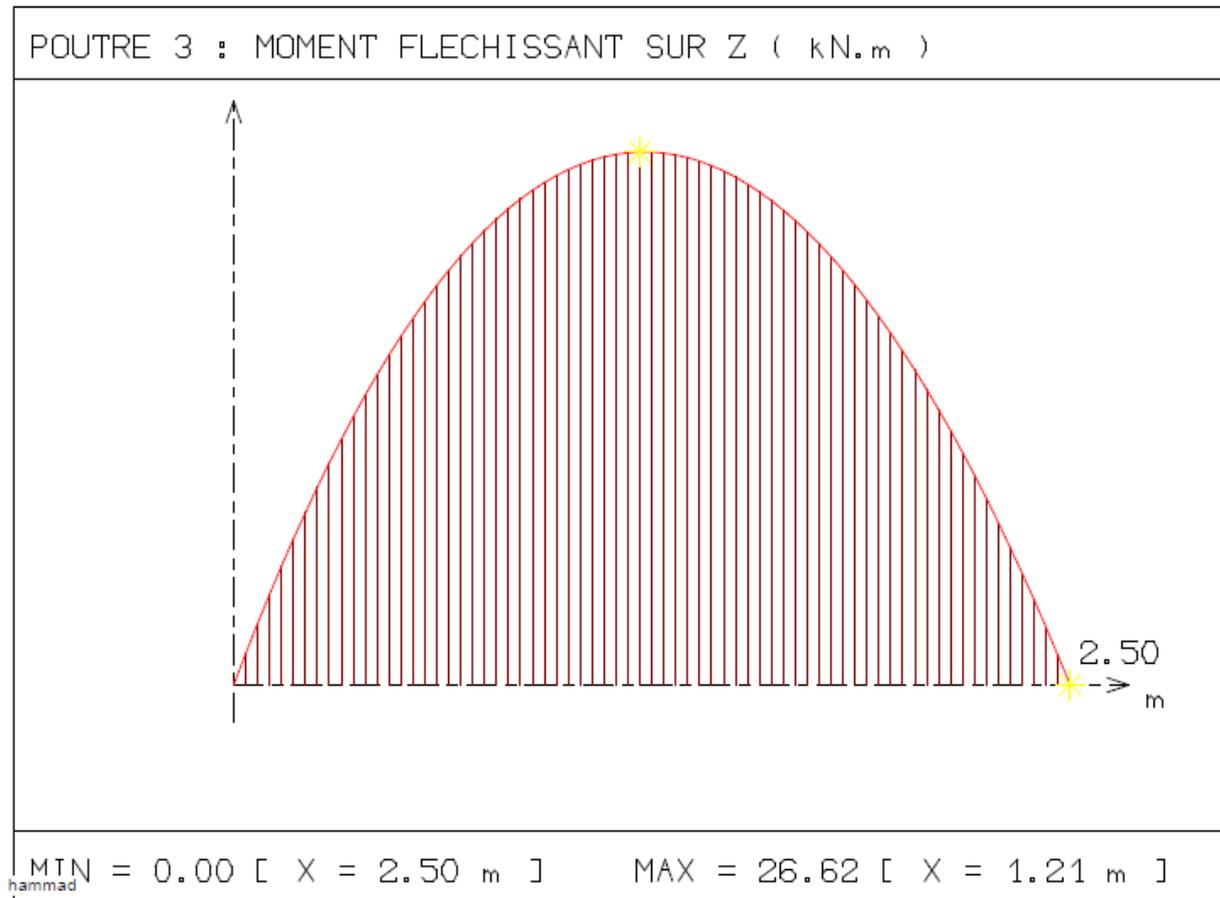


Figure 28: Diagramme moment fléchissant (Panneau de rive)

#### 4.2. Effort normal à l'ELU

Les efforts normaux retenus sont ceux de la combinaison 3.

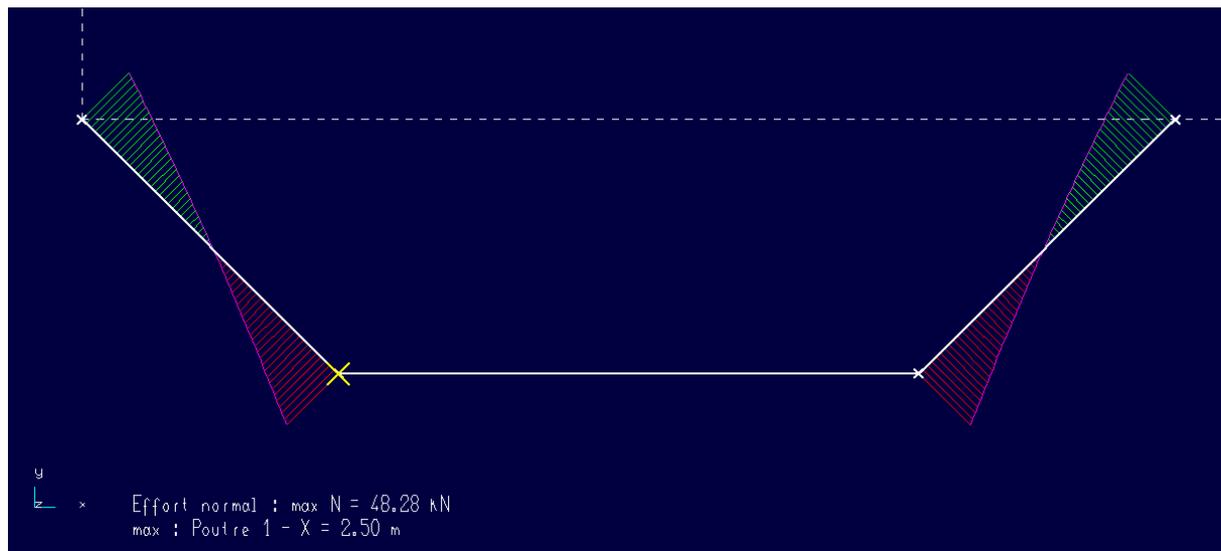


Figure 29: Diagramme effort normal

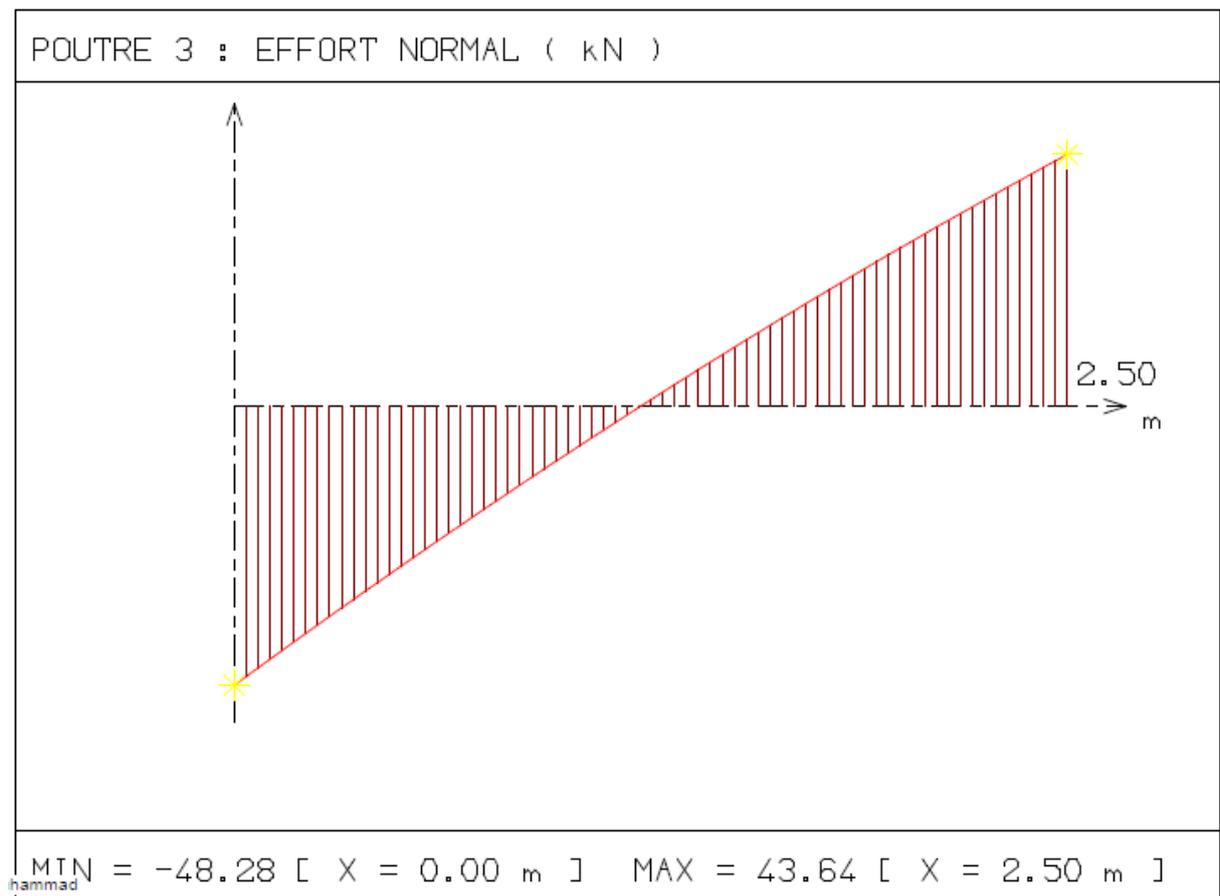


Figure 30: Diagramme effort normal

Les sollicitations sont consignées dans le tableau 44 :

Tableau 44: Récapitulatif des sollicitations et des efforts

	Sollicitations	Valeurs (ELS)	Valeurs (ELU)
<b>Radier</b>	Moment fléchissant (kN.m)	160.20	221.58
<b>Panneaux de rive</b>	Flexion composée	M = 19.17 N = 35.77	M = 26.62 N = 48.28

## 5. Calcul des sections d'armatures

### 5.1. Calcul des armatures du radier

Données de calcul :  $b = 4.00 \text{ m}$  ;  $h = 0.2 \text{ m}$  ;  $d = 0.9h = 0.14\text{m}$  ;  $d' = 0.1h = 0.02 \text{ m}$  ;

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ MPa} ; f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.83 \text{ MPa}$$

### Calcul à l'Etat limite Ultime (ELU)

$$M_u = 221.58 \text{ kN.m (Voir tableau 43)}$$

Calcul du moment réduit  $\mu_u$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}} = \frac{221.58}{4 \times 0.18^2 \times 14.17 \times 10^3} = 0.120$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.12}) = 0.161$$

Recherche du Pivot

$$\mu_u = 0.161 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

Détermination du bras de levier

$$Z_u = d(1 - 0.4\alpha_u) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.161) = 0.17$$

Calcul de la section d'acier

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z_u \times f_{su}} = \frac{221.58}{0.17 \times 347.83 \times 10^3} = 37.83 \text{ cm}^2$$

Les  $37.83 \text{ cm}^2$  sont repartis sur toute la largeur de  $b = 4 \text{ m}$ . Donc, pour  $1\text{m}$ , on aura :

$$A_{st/ml} = \frac{37.83}{4} = 9.50 \text{ cm}^2$$

La répartition par nappe nous donne :

$$A_{st/nappe} = \frac{9.50}{2} = 4.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{st/nappe} = 4.75 \text{ cm}^2$$

### Calcul à l'Etat Limite de Service (ELS)

$$M_{ser} = 160.20 \text{ kN.m (Voir tableau 43)}$$

Le moment résistant

$$M_{r_{serb}} = \frac{bd^2}{2} \bar{\sigma}_{bc} \times \bar{\alpha}_{ser} \left(1 - \frac{\bar{\alpha}_{ser}}{3}\right)$$

$$\bar{\alpha}_{ser} = \frac{n\bar{\sigma}_{bc}}{n\bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 200} = 0.53$$

D'où

$$M_{r_{serb}} = \frac{4 \times 0.18^2}{2} \times 15 \times 0.53 \times \left(1 - \frac{0.53}{3}\right)$$

$$M_{r_{serb}} = 0.550 \text{ MN.m} > M_{ser} \Rightarrow \text{pas d'aciers comprimés}$$

Section d'aciers principaux

$$A_{pr} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\bar{\alpha}_{ser}}{3}\right) \times \bar{\sigma}_{st}}$$

$$A_{pr} = \frac{160.20 \times 10^{-3}}{0.18 \left(1 - \frac{0.53}{3}\right) \times 200} = 54.05 \text{ cm}^2$$

$$A_{pr} = 54.05 \text{ cm}^2$$

Les 54.05 cm<sup>2</sup> sont repartis sur toute la largeur de b = 4 m. Donc, pour 1m, on aura :

$$A_{st/ml} = \frac{54.05}{4} = 13.51 \text{ cm}^2$$

La répartition par nappe nous donne :

$$A_{st/nappe} = \frac{13.51}{2} = 6.76 \text{ cm}^2$$

$$A_{st/nappe} = 6.76 \text{ cm}^2$$

Section d'aciers de répartition :

$$A_{rep} = \frac{A_{pr}}{4}$$

$$A_{rep} = \frac{6.76}{4} = 1.69 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{F_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 2,1 \times 1 \times 0,18}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

Sections retenues pour le ferrailage des armatures du radier en travée :

Section d'aciers principaux :

$$A_{\text{pr}} = 6.76 \text{ cm}^2$$

Section d'aciers de répartition :

$$A_{\text{rep}} = 1.69 \text{ cm}^2$$

### 5.2. Calcul des armatures des panneaux de rive

Données de calcul :  $b = 2.75 \text{ m}$  ;  $h = 0.15 \text{ m}$  ;  $d = 0.9h = 0.41 \text{ m}$  ;  $d' = 0.1h = 0.045 \text{ m}$  ;

$$f_{\text{bu}} = \frac{0.85f_{\text{c28}}}{\theta\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ MPa} ; f_{\text{su}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.83 \text{ MPa}$$

### Calcul à l'Etat Limite Ultime

$$M_u = 26.62 \text{ kN.m}$$

$$N_u = 48.28 \text{ kN (Voir tableau 43)}$$

L'excentricité  $e$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{26.62}{48.28} = 0.55 \text{ m}$$

Calcul de l'effort de compression maximal supportable par le béton

$$N_{\text{bmax}} = b \times h \times f_{\text{bc}} = 2.75 \times 0.15 \times 14.16 = 5.84 \text{ MN}$$

Le coefficient de remplissage :

$$\psi_1 = \frac{N_u}{N_{\text{bmax}}} = \frac{0.04828}{5.84} = 0.008265$$

$\psi_1 \leq 0.81 \Rightarrow$  On détermine l'excentricité critique relative  $\zeta$

$$\zeta < 2/3 \Rightarrow \zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})} = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0.0083}}{4(3 + \sqrt{9 - 12 \times 0.0083})} = 0.17$$

Calcul de  $e_{Nc}$

$$e_{Nc} = \zeta \times h = 0.17 \times 0.15 = 0.025 \text{ m}$$

$e > e_{Nc} \Rightarrow$  Section partiellement comprimée

Calcul du moment fictif :

$$M_{\text{fictif}} = N_u \times e_A \quad \text{Avec } e_A = e + (d - 0.5h)$$

$$e_A = 0.55 + (0.14 - 0.5 \times 0.15) = 0.62 \text{ m}$$

$$M_{\text{fictif}} = 0.04828 \times 0.62 = 0.030 \text{ MN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{\text{fictif}}}{bd^2f_{bu}} = \frac{0.030}{2.75 \times 0.14^2 \times 14.17} = 0.039$$

$$\mu = 0.039 < \mu_{AB} = 0.186$$

Calcul de  $\mu_L$

$$\mu_L = 0.39 \text{ Pour les aciers FeE400 MPa}$$

$$\mu < \mu_L$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.039}) = 0.050$$

$$\alpha = 0.050$$

Bras de levier :

$$Z_u = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$Z_u = 0.14 \times (1 - 0.4 \times 0.050) = 0.14 \text{ m}$$

Section d'aciers fictifs :

$$A_{St} = \frac{M_{\text{fictif}}}{Z_u \times f_{su}} = \frac{0.030}{0.14 \times 347.83} = 0.622 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 6.22 \text{ cm}^2$$

$$A_{St} = 6.22 \text{ cm}^2$$

Section réelle d'aciers tendus :

$$A_{St,\text{réel}} = A_{St,\text{fictif}} - \frac{N_u}{f_{su}} = 0.622 \times 10^{-3} - \frac{0.04828}{347.83} = 4.83 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 4.83 \text{ cm}^2$$

$$A_{St,\text{réel}} = 4.83 \text{ cm}^2$$

Les 4.83 cm<sup>2</sup> sont repartis sur toute la largeur de b = 2.75 m. Donc, pour 1m, on aura :

$$A_{st/ml} = \frac{4.83}{2.75} = 1.76 \text{ cm}^2$$

Section d'aciers de répartition :

$$A_{\text{rep}} = \frac{A_{\text{pr}}}{4}$$

$$A_{\text{rep}} = \frac{1.76}{4} = 0.44 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{F_e}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times 2,1 \times 1 \times 0,14}{400} = 1.70 \text{ cm}^2$$

Sections retenues pour le ferrailage des armatures du panneau de rive :

Section d'aciers principaux :

$$A_{\text{pr}} = 1.76 \text{ cm}^2$$

Section d'aciers de répartition :

$$A_{\text{rep}} = 1.70 \text{ cm}^2$$

### Calcul à l'Etat Limite de Service

$$M_{\text{ser}} = 19.17 \text{ kN.m}$$

$$N_{\text{ser}} = 35.77 \text{ kN.m (Voir tableau 43)}$$

L'excentricité e

$$e = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{19.17}{35.77} = 0.54 \text{ m}$$

Calcul de l'effort de compression maximal supportable par le béton

$$N_{\text{bmax}} = b \times h \times f_{\text{bc}} = 2.75 \times 0.15 \times 14.16 = 5.84 \text{ MN}$$

Le coefficient de remplissage :

$$\psi_1 = \frac{N_{\text{ser}}}{N_{\text{bmax}}} = \frac{0.03577}{5.84} = 0.006124$$

$\psi_1 \leq 0.81 \Rightarrow$  On détermine l'excentricité critique relative  $\zeta$

$$\zeta < 2/3 \Rightarrow \zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})} = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0.0061}}{4(3 + \sqrt{9 - 12 \times 0.0061})} = 0.17$$

Calcul de  $e_{Nc}$

$$e_{Nc} = \zeta \times h = 0.17 \times 0.15 = 0.025 \text{ m}$$

$e > e_{Nc} \Rightarrow$  Section partiellement comprimée

Calcul du moment fictif :

$$M_{\text{fictif}} = N_{\text{ser}} \times e_A \text{ Avec } e_A = e + (d - 0.5h)$$

$$e_A = 0.54 + (0.14 - 0.5 \times 0.15) = 0.61 \text{ m}$$

$$M_{\text{fictif}} = 0.03577 \times 0.61 = 0.022 \text{ MN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{\text{fictif}}}{bd^2f_{bu}} = \frac{0.022}{2.75 \times 0.14^2 \times 14.17} = 0.028$$

$$\mu = 0.028 < \mu_{AB} = 0.186$$

Calcul de  $\mu_L$

$$\mu_L = 0.39 \text{ Pour les aciers FeE400 MPa}$$

$$\mu < \mu_L$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.028}) = 0.036$$

$$\alpha = 0.036$$

Bras de levier :

$$Z_u = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$Z_u = 0.14 \times (1 - 0.4 \times 0.036) = 0.14 \text{ m}$$

Section d'aciers fictifs :

$$A_{St} = \frac{M_{\text{fictif}}}{Z_u \times f_{su}} = \frac{0.022}{0.14 \times 347.83} = 0.451 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 4.51 \text{ cm}^2$$

$$A_{St} = 4.51 \text{ cm}^2$$

Section réelle d'aciers tendus :

$$A_{St,\text{réel}} = A_{St,\text{fictif}} - \frac{N_u}{f_{su}} = 0.451 \times 10^{-3} - \frac{0.03577}{347.83} = 3.48 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 3.48 \text{ cm}^2$$

$$A_{St,\text{réel}} = 3.48 \text{ cm}^2$$

Les 3.48 cm<sup>2</sup> sont repartis sur toute la largeur de  $b = 2.75 \text{ m}$ . Donc, pour 1m, on aura :

$$A_{st/ml} = \frac{3.48}{2.75} = 1.27 \text{ cm}^2$$

Section d'aciers de répartition :

$$A_{rep} = \frac{A_{pr}}{4}$$

$$A_{rep} = \frac{1.76}{4} = 0.32 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{F_e}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 2,1 \times 1 \times 0,14}{400} = 1.70 \text{ cm}^2$$

Sections retenues pour le ferrailage des armatures du panneau de rive :

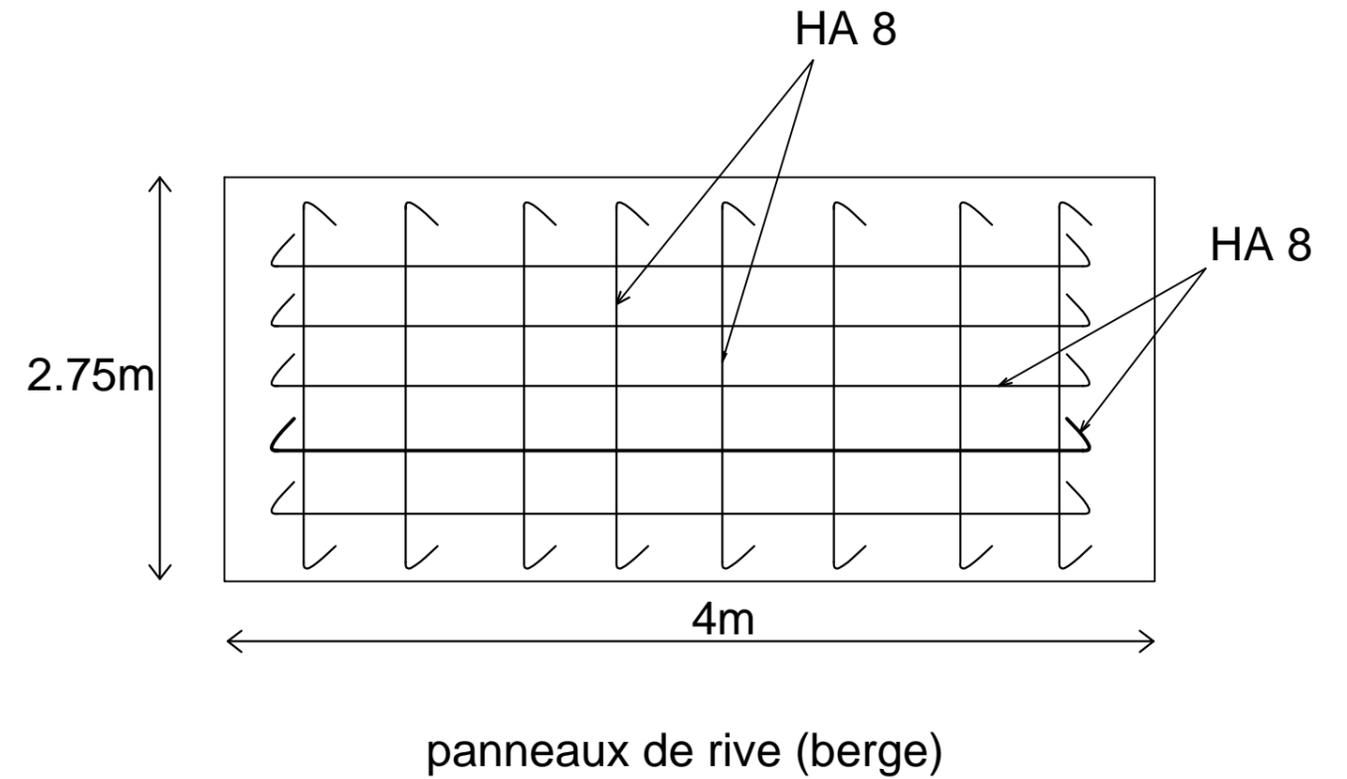
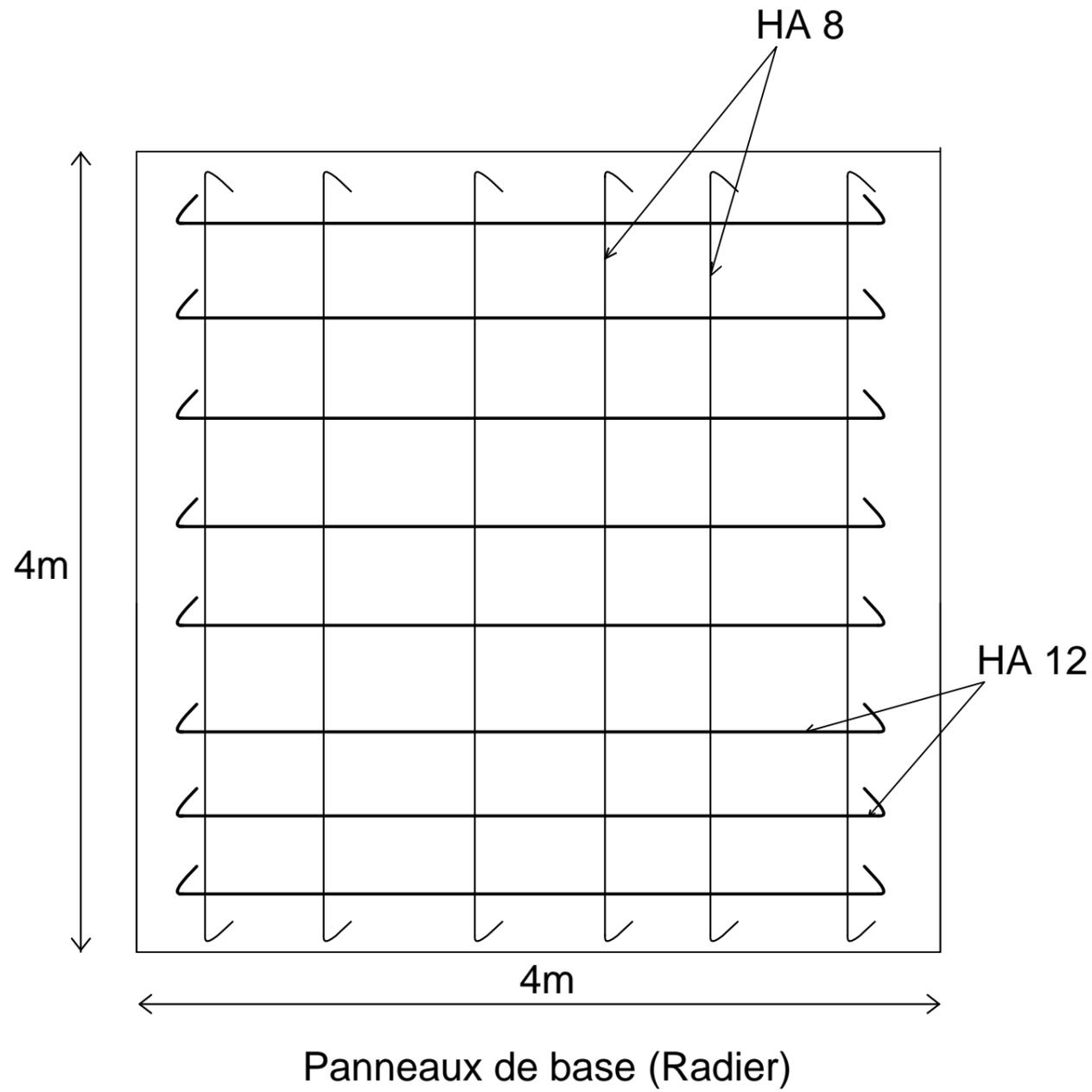
Section d'aciers principaux :

$$A_{pr} = 1.70 \text{ cm}^2$$

Section d'aciers de répartition :

$$A_{rep} = 1.70$$

## ANNEXE XI : PLANS



RAPPORT MEMOIRE DE FIN DE CYCLE  
MASTER EN GENIE ET HYDRAULIQUE

DIAGNOSTIC ET ANALYSE DU FONCTIONNEMENT  
DU CANAL PRINCIPAL DE ZOGONA DE LA  
VILLE DE QUAGADOUGOU; PROPOSITION DE  
REHABILITATION

PLAN DE FERRAILAGE PANNEAUX

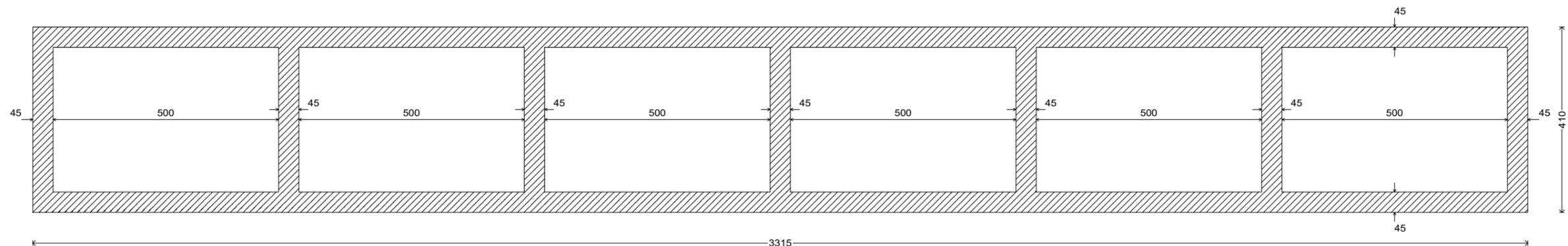
Planche N°1

Echelle: DUESSIN

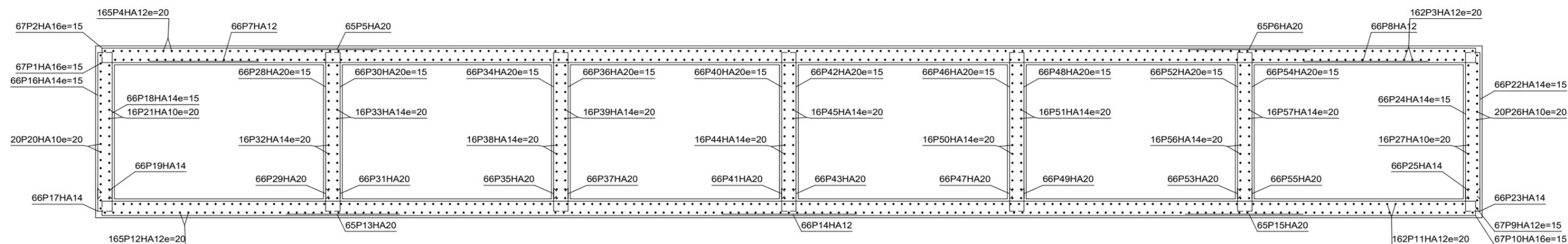
Plan N°: 1

Etabli	M.D. Adamou	Indice	Date	Objet de modifications
Vérifié	Dr Mounirou		23/08/2018	
Validé	Dr Mounirou			

Module 1



Module Section



MEMOIRE DE FIN DE CYCLE MASTER EN GENIE CIVIL ET HYDRAULIQUE

DIAGNOSTIC ET ANALYSE DU FONCTIONNEMENT DU CANAL PRINCIPAL DE ZOGONA DE LA VILLE DE OUAGADOUGOU; PROPOSITION DE REHABILITATION.

PLAN D'EXECUTION DU DALOT

Le module

Planche N°1

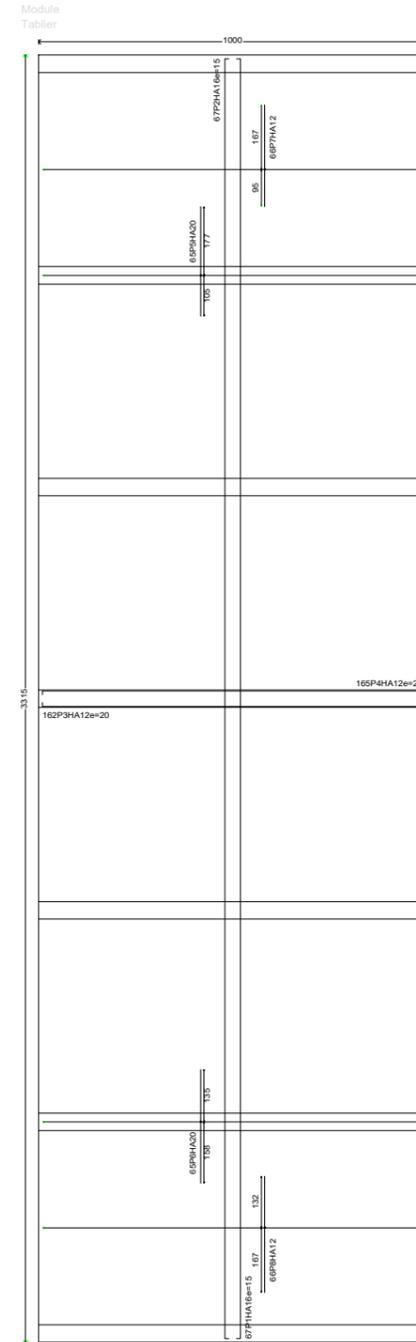
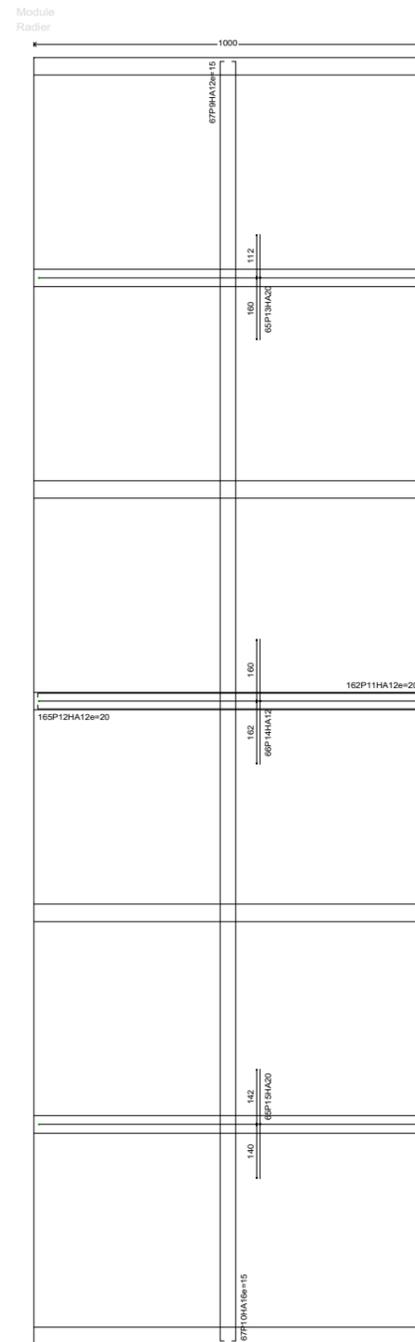
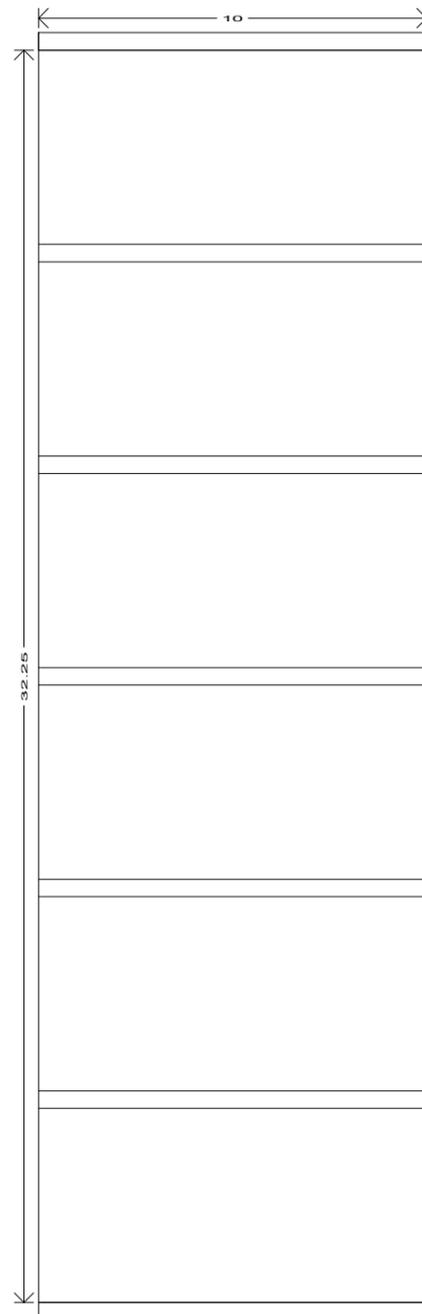
Echelle: DU DESSIN

Plan N°: 1

Etabli	M.O. Adamou
Vérifié	Dr. L. Mounirou
Validé	Dr. L. Mounirou

Indice	Date	Objet de modifications
	23/11/2018	

Vue de dessus



3315

POSITION	Ø (mm)	NOMBRE PIÈCES	LONUEUR L=cm	Module		LONUEUR TOTAL m	POIDS kg/m	POIDS kgf		
				FAÇONNAGE	L=cm					
1	16	67	33.53	3303	25	2246.24	1.58	3545.29		
2	16	67	33.73	3303	25	2259.64	1.58	3566.44		
3	12	162	10.81	993	13	1751.54	0.89	1555.08		
4	12	165	10.85	993	13	1790.58	0.89	1589.74		
5	20	65	2.82	282	15	183.01	2.47	451.33		
6	20	65	2.93	293	15	190.51	2.47	469.83		
7	12	66	2.62	262	15	172.89	0.89	153.50		
8	12	66	2.99	299	15	197.41	0.89	175.26		
9	12	67	33.20	3303	13	2230.70	0.89	1980.49		
10	16	67	33.38	3303	13	2236.33	1.58	3529.64		
11	12	162	10.82	993	13	1752.84	0.89	1556.23		
12	12	165	10.86	993	13	1791.90	0.89	1590.91		
13	20	65	2.72	272	15	176.66	2.47	435.67		
14	12	66	3.22	322	15	212.59	0.89	188.75		
15	20	65	2.82	282	15	183.46	2.47	452.43		
16	14	66	3.74	359	15	246.97	1.21	298.45		
17	14	66	0.79	63	15	52.07	1.21	62.93		
18	14	66	3.74	359	15	246.97	1.21	298.45		
19	14	66	0.79	63	15	52.07	1.21	62.93		
20	10	20	10.83	993	11	216.68	0.62	133.59		
21	10	16	10.80	993	11	172.83	0.62	106.56		
22	14	66	3.74	359	15	246.97	1.21	298.45		
23	14	66	0.79	63	15	52.07	1.21	62.93		
24	14	66	3.74	359	15	246.97	1.21	298.45		
25	14	66	0.79	63	15	52.07	1.21	62.93		
26	10	20	10.83	993	11	216.68	0.62	133.59		
27	10	16	10.80	993	11	172.83	0.62	106.56		
28	20	66	3.81	359	22	251.33	2.47	619.81		
29	20	66	0.85	63	22	56.23	2.47	138.67		
30	20	66	3.81	359	22	251.33	2.47	619.81		
31	20	66	0.85	63	22	56.23	2.47	138.67		
32	14	16	10.88	993	15	174.05	1.21	210.32		
33	14	16	10.88	993	15	174.05	1.21	210.32		
34	20	66	3.81	359	22	251.33	2.47	619.81		
35	20	66	0.85	63	22	56.23	2.47	138.67		
36	20	66	3.81	359	22	251.33	2.47	619.81		
37	20	66	0.85	63	22	56.23	2.47	138.67		
38	14	16	10.88	993	15	174.05	1.21	210.32		
39	14	16	10.88	993	15	174.05	1.21	210.32		
40	20	66	3.81	359	22	251.33	2.47	619.81		
41	20	66	0.85	63	22	56.23	2.47	138.67		
42	20	66	3.81	359	22	251.33	2.47	619.81		
43	20	66	0.85	63	22	56.23	2.47	138.67		
44	14	16	10.88	993	15	174.05	1.21	210.32		
45	14	16	10.88	993	15	174.05	1.21	210.32		
46	20	66	3.81	359	22	251.33	2.47	619.81		
47	20	66	0.85	63	22	56.23	2.47	138.67		
48	20	66	3.81	359	22	251.33	2.47	619.81		
49	20	66	0.85	63	22	56.23	2.47	138.67		
50	14	16	10.88	993	15	174.05	1.21	210.32		
51	14	16	10.88	993	15	174.05	1.21	210.32		
52	20	66	3.81	359	22	251.33	2.47	619.81		
53	20	66	0.85	63	22	56.23	2.47	138.67		
54	20	66	3.81	359	22	251.33	2.47	619.81		
55	20	66	0.85	63	22	56.23	2.47	138.67		
56	14	16	10.88	993	15	174.05	1.21	210.32		
57	14	16	10.88	993	15	174.05	1.21	210.32		
							HA10	779.02	0.62	480.30
							HA12	9900.45	0.89	8789.96
							HA14	2936.66	1.21	3548.72
							HA16	6742.21	1.58	10641.37
							HA20	3809.24	2.47	9394.06
Fe E400							Poids total	32854.41		
							Poids total avec chutes (10.00%)	36139.85		



MEMOIRE DE FIN DE CYCLE MASTER EN GENIE CIVIL ET HYDRAULIQUE

DIAGNOSTIC ET ANALYSE DU FONCTIONNEMENT DU CANAL PRINCIPAL DE ZOGONA DE LA VILLE DE OUAGADOUGOU; PROPOSITION DE REHABILITATION.

PLAN D'EXECUTION DU DALOT

Le module

Planche N°1

Echelle: DU DESSIN

Plan N°: 1

Etabli M.O. Adamou

Vérifié Dr. L. Mounirou

Validé Dr. L. Mounirou

Indice	Date	Objet de modifications
	23/11/2018	