

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES 1998

Présenté par :

GADO Haouaou Zakaria

Etude de la solution alternative à l'aménagement du canal primaire de drainage des eaux pluviales de ZOGONA à OUAGADOUGOU

MENTION :

E. I. E. R.
Enregistré à l'Arrivée le _____ s/N° 341/98

Encadrement
J. DJOUKAM

SOMMAIRE

DEDICACE	4
REMERCIEMENTS.....	5
RESUME	6
INTRODUCTION.....	8
I. CHAPITRE 1 :PRESENTATION DE LA SOLUTION DE BASE	10
1.1 LOCALISATION ET OBJECTIFS DU PROJET, DEFINITION DE LA SOLUTION DE BASE:	11
1.2 DESCRIPTION DE LA ZONE D'ETUDE	11
1.2.1 Relief.....	11
1.2.2 Géologie générale.....	11
1.2.3 Hydrographie.....	12
1.2.4 Climat.....	12
1.2.5 Pluviométrie.....	12
1.2.6 Autres paramètres.....	12
1.3 SITUATION GEOGRAPHIQUE ET ETAT ACTUEL DU MARIGOT.....	12
1.4 ETUDES PRELIMINAIRES	13
1.4.1 Sens de l'écoulement des eaux.....	13
1.4.2 Délimitation du bassin versant global et des sous bassins.....	14
1.4.3 Zone réservée du canal	14
1.4.4 Tracé du canal	14
1.5 LES PARAMETRES DE BASES.....	15
1.5.1 Les caractéristiques physiques des sous-bassins.....	15
1.5.2. Le coefficient de ruissellement.....	16
1.5.3 Courbes intensité - durée fréquence.....	16
1.5.4 Détermination des crues.....	16
1.5.5 Revêtement du canal	21
1.5.6 Vitesses.....	21
1.5.7 Pentés.....	22
1.5.8 Fruit des berges.....	22
1.5.9 Cote de calage du radier.....	22
1.6 DIMENSIONS DU CANAL.....	22
1.7 COLLECTE DES ARRIVEES D'EAUX LATERALES	25
1.7.1 Canaux secondaires de drainage.....	25
1.7.2 Collecte des eaux latérales.....	28
1.8 OUVRAGES DE FRANCHISSEMENT ET D'ACCES, CHUTES ET OUVRAGES DE TRANSITION	28
1.9 ESTIMATION SOMMAIRE DE LA SOLUTION DE BASE	29
2. CHAPITRE 2. ETUDE DE LA SOLUTION ALTERNATIVE	30
2.1 PROBLEMATIQUE	31
2.2 DEFINITIONS, PRINCIPES ET INTERETS DES SOLUTIONS ALTERNATIVES	31
2.3 LES DIFFERENTES TECHNIQUES ALTERNATIVES	32
2.3.1 Les bassins de rétention	32
2.3.2 Le puits d'absorption.....	33
2.3.3 Les tranchées.....	34
2.4 LES OPPORTUNITES ET LES CONTRAINTES DES DIFFERENTES TECHNIQUES ALTERNATIVES.....	35

2.4.1 Les bassins de rétention	35 ✓
2.4.2 Le puits d'absorption.....	36
2.4.3 Les tranchées.....	37
2.5 CRITERES DE CHOIX ET CHOIX DE LA SOLUTION	38
2.6 JUSTIFICATION HYDROLOGIQUE ET HYDRAULIQUE DU BASSIN DE RETENTION :	39
2.6.1 Justification hydrologique et emplacement du bassin de rétention.....	39
2.6.2 Justification hydraulique.....	40
2.7 COMPARAISON SOMMAIRE DES DEUX VARIANTES DU PROJET	58
3. CHAPITRE 3 :IMPACTS POSITIFS ET NEGATIFS DU BASSIN DE RETENTION SUR L'ENVIRONNEMENT	59
3.1 OBJECTIF DE L'ETUDE	60
3.2 CADRE ADMINISTRATIF ET JURIDIQUE.....	60
3.3 DESCRIPTION GENERALE DU PROJET	60
3.3.1 Localisation et contexte du projet.....	61
3.3.2 Objectifs et retombées attendues.....	61
3.3.3 Caractéristiques techniques du bassin.....	62
3.3.4 Justification du projet	62
3.3.5 Description de l'environnement avant la réalisation du bassin.....	64
3.4 ETUDE ET ANALYSE DES IMPACTS DU BASSIN SUR L'ENVIRONNEMENT.....	64
3.4.1 Phase de construction	66
3.4.2 Phase d'exploitation.....	68
3.4.3 Rupture du projet	69
3.5 EVOLUTION PROBABLE DE LA ZONE EN L'ABSENCE DU PROJET.....	69
3.6 MESURES D'ATTENUATION.....	69
3.6.1 Les mesures préventives.....	70
3.6.2 Les mesures correctives.....	71
3.6.3 Les mesures défensives ou d'atténuation.....	71
3.7 MESURES DE SUIVI-EVALUATION :	73
CONCLUSION.....	74
4. ANNEXES.....	75
4.1 ANNEXE I.....	76
4.2 ANNEXE II.....	77
4.3 ANNEXE III	79
4.4 ANNEXE IV:.....	85
4.5 ANNEXE V:	86
4.6 ANNEXE VI:	89
4.7 ANNEXE VII:.....	92
4.8 ANNEXE VIII:	93
4.9 ANNEXE IX:.....	95
4.10 ANNEXE X:	98
4.11 ANNEXE XI:.....	99
4.12 ANNEXE XII:.....	100
4.13 ANNEXE XIII.....	hors du rapport
4.14 ANNEXE XIV.....	102
5. ABREVIATIONS ET SIGLES UTILISES	103
6. BIBLIOGRAPHIE	103

LISTE DES TABLEAUX:

Tableau 1: Précipitations moyennes annuelles et journalières à la station de Ouagadougou.....	Annexe I
Tableau 2: Autres paramètres climatiques à la station de Ouagadougou.....	Annexe II
Tableau 3: Caractéristiques physiques du bassin versant du marigot de Zogona.....	15
Tableau 4: Détermination des débits de crues (formule de CAQUOT).pour le marigot de Zogona/base 1996....	19

Tableau 5: Détermination des débits de crues pour le marigot de Zogona (formule de CAQUOT)/base 2006..	20
Tableau 6: Dimensionnement du canal (sans bassin d'orage).....	26
Tableau 7: Caractéristiques des différents canaux de drainage secondaires.....	27
Tableau 8: Courbe hauteur-surface.....	52
Tableau 9: Récapitulatif des débits de dimensionnement du canal (sans et avec bassin d'orage).....	55
Tableau 10: Débits de dimensionnement du canal (avec l'influence du bassin d'orage).....	57

LISTE DES FIGURES:

Figure 1: Profil en travers type du canal.....	24
Figure 2: Coût des dommages, coût de l'assainissement pluvial et protection optimale.....	42
Figure 3: Schéma de dimensionnement d'un bassin de rétention par la méthode des pluies.....	46
Figure 4: Relation pluie-débit et mise en charge-décharge.....	47
Figure 5: Hydrogramme SCS.....	48
Figure 6: Illustration du lagtime dans un cas particulier simple (hypothèse de la formule rationnelle).....	48
Figure 7: Section droite du bassin de rétention.....	51

LISTE DES CARTES:

- Carte 2: Plan de localisation du canal de Zogona
- Carte 1: Plan de repérage du canal de Zogona

LISTE DES PLANS:

Plan n° 01: Carte des bassins versants.....	Annexe XIV
Plan n° 02-1: Profil en long du bassin de rétention.....	Annexe XIV
Plan n° 3: Vue en plan et détails du bassin de rétention.....	Annexe XIV

DEDICACE

Je dédie ce mémoire

A mes regrettés Père et Mère

A ma Seconde Maman

A mes Frères et Soeurs

A mon Epoux

Et à nos Quatre Filles : Fanna,
Aïssata, Hassana et Mariama.

REMERCIEMENTS

Ce serait faillir à notre devoir de reconnaissance si, avant la présentation de ce travail, nous n'adressons pas nos sincères remerciements :

- A Monsieur Jean DJOUKAM de l'E.I.E.R. qui a bien voulu diriger notre travail. Ses judicieux conseils et sa disponibilité nous ont été très profitables ;
- A Monsieur ARBI Hama, Directeur du Bureau d'Ingénieurs-Conseils, Génie Civil, Transport et Aménagements Hydrauliques pour ses précieux conseils ;
- A Monsieur NANADOUM KINAGOTO Etienne du Bureau d'Ingénieurs Conseils, Génie Civil Transports et Aménagements Hydrauliques (GTAH) à Ouagadougou qui nous a aidé dans nos recherches et notre documentation ;
- A l'administration et au Corps Professoral de l'E.I.E.R. qui n'ont ménagé aucun effort pour le succès de notre formation ;
- A tous les parents, amis et connaissances qui, d'une manière ou d'une autre nous ont fourni une assistance multiforme ;

Que tous veuillent accepter l'expression de notre profonde gratitude.

RESUME

Le thème du présent mémoire est intitulé "Etude de la solution alternative à l'aménagement du canal primaire de drainage des eaux pluviales de ZOGONA à OUAGADOUGOU" qui nous a été proposé par le Bureau d'Ingénieurs-Conseils GTAH.

Une solution de base a été étudiée par le Bureau GTAH dans le cadre du programme d'amélioration des conditions de vie urbaines initié par le troisième Projet de Développement Urbain au Burkina Faso et qui concerne les villes de Ouagadougou et de Bobo-Dioulasso.

L'objectif principal du sujet est d'étudier et de proposer des solutions alternatives à mettre en oeuvre à moindre coût en vue de la protection de l'environnement urbain contre les effets des eaux pluviales.

Il existe diverses solutions alternatives qui sont des techniques ou des aménagements qui reposent sur le principe de stockage ou de rétention, d'infiltration et de retardement de l'écoulement des eaux pluviales.

Aussi compte tenu d'une solution de base déjà étudiée, notre travail se présente sur trois volets principaux à savoir :

- 1.) **Présentation et analyse de la solution de base** qui nous a permis de mener les études hydrauliques relatives au bassin versant de la zone d'étude (marigot de ZOGONA) ainsi que celles relatives aux ouvrages de collecte et de drainage (canal principal et canaux secondaires). L'étude se situe dans un milieu urbain, la solution de base décrit toutes les dispositions concernant la protection de l'ouvrage principal ainsi que les ouvrages de franchissement qui assurent la continuité de la circulation urbaine.

Ainsi, la solution de base a abouti à proposer des dimensions de canal variant de 4,43m à 41,50 m. Son coût (terrassment et béton seulement) s'élève à 1.270.533.510 F/CFA/HT.

- 2.) **Etude de la solution alternative** : Après une présentation de la problématique résultant de la solution de base, ce volet traite d'abord de la définition, des principes et des intérêts des différentes solutions alternatives possibles. Ensuite il est fait une analyse des opportunités et des contraintes liées à chaque technique ou aménagement possibles propres à chaque solution. Ce qui a abouti au choix d'une solution alternative qui consiste en la construction d'un bassin de rétention à sec à l'amont du canal.

Cette étude repose sur la justification hydrologique et hydraulique du bassin de rétention ainsi que la définition et le calcul des ouvrages.

On aboutit à des dimensions du canal variant de 3,50m à 24,60m. Le coût du terrassement et du béton s'élève à 897.736.248 F/CFA/HT. Le bassin de rétention, d'une largeur au sommet égale à 69m et la longueur 210m, se chiffre à 165.500.680 F/CFA/HT.

La solution alternative ainsi étudiée est ensuite comparée à la solution de base qui, nous le rappelons, propose une variante sans bassin de rétention.

La comparaison a permis de conclure que la solution alternative proposée est techniquement réalisable et est plus économique que la solution de base puisqu'elle dégage un gain de 207.296.582 F/CFA en investissement et une superficie assez consistante.

- 3.) Il est fait en troisième position une étude de l'impact du bassin sur l'environnement qui a abouti à la proposition de mesures propres à en atténuer les effets néfastes sur l'environnement socio-économique (normes techniques, gestion du bassin, entretien, etc...) ainsi que la proposition de mesures de suivi-évaluation.

L'étude de la solution alternative proposée pourra être reprise par le bureau d'Ingénieurs-Conseils GTAH afin d'être mieux précisée.

INTRODUCTION

Les villes africaines connaissent aujourd'hui d'énormes problèmes d'assainissement, notamment l'assainissement pluvial.

En effet, certaines villes manquent de schéma directeur d'assainissement ou de schéma directeur d'urbanisation. Là où ils existent, ces documents ne sont pas strictement respectés. Ceci conduit à une occupation anarchique de l'espace urbain.

Le prix de la parcelle lotie est généralement très élevé. Les couches les plus démunies, sont obligées de se rabattre sur la périphérie des villes où poussent pêle-mêle des maisons et des baraquements. Le phénomène est accentué par la migration des populations rurales vers les centres urbains ainsi que la concentration des activités industrielles.

Au centre ville, on assiste à l'occupation de tout espace disponible.

Toutes ces situations, accentuées par un taux de croissance démographique très élevé de nos pays et l'embellissement en cours de nos capitales, conduisent à une évolution imprévisible de l'occupation des sols.

Il s'ensuit des modifications brutales des espaces naturels: imperméabilisation de la voirie et d'infrastructures diverses, imperméabilisation des cours de maisons, des parkings, de toitures.

Cet état de fait, les averses intenses de nos pays tropicaux et leurs sols fortement érodés, entraînent une augmentation des débits de ruissellement. Les ouvrages nécessaires pour évacuer ces débits deviennent de plus en plus importants et les fonds difficilement mobilisables.

Par manque d'éducation sanitaire de la population et d'un entretien régulier, le peu de caniveaux existants sont rapidement bouchés par les ordures de toutes sortes: ordures ménagères, excréta, carcasses d'animaux et de véhicules, matelas, pneus etc.; et l'apport des eaux de ruissellement provoque des crues importantes, d'où risque d'inondation avec ses conséquences néfastes tant sur le milieu humain que naturel.

Les cours d'eau, les retenues ou bassins récepteurs naturels deviennent fortement pollués et imperméabilisés ce qui entraîne une mauvaise alimentation et une contamination des nappes souterraines d'où, problème d'alimentation en eau potable de la population urbaine. De plus, au lieu d'être une source d'attraction et un élément valorisant pour les riverains, ces points d'eau constituent plutôt une gêne, des nuisances ou encore des sources de maladies.

Les solutions techniques d'assainissement pluvial mises en oeuvre jusqu'à présent reposent sur le principe classique qui consiste en une évacuation rapide des écoulements par le biais de systèmes de collectes et de transport enterrés, ou à ciel ouvert en direction d'un exutoire généralement naturel.

Face à tous ces maux, il convient de mettre en oeuvre des solutions alternatives conciliant du point de vue technique, la protection de l'environnement urbain contre les effets des eaux pluviales en les déconcentrant, et la réduction du coût des aménagements.

C'est ainsi que le troisième Projet de Développement Urbain a inscrit dans son programme "Projet d'Amélioration des Conditions de Vie Urbaines", l'aménagement des canaux primaires de drainage des eaux pluviales à OUAGADOUGOU et BOBO-DIOULASSO.

La réalisation de l'étude technique détaillée d'exécution et de préparation des dossiers d'appel d'offres des travaux a été confiée au groupement GTAH-GAUFF Ingénieure.

Dans le souci d'atteindre les objectifs précités, GTAH nous a proposé d'examiner le cas du canal de ZOGONA à OUAGADOUGOU sous le thème: "*étude de la solution alternative à l'aménagement du canal primaire de drainage des eaux pluviales de ZOGONA à OUAGADOUGOU*".

Ce thème sera traité en trois chapitres:

- dans le premier chapitre nous présenterons la solution de base ou première variante du projet, car elle constitue elle-même la base du travail qui nous a été demandé et c'est par rapport à elle que nous allons comparer la solution alternative retenue;

- le deuxième chapitre traitera de l'étude de la solution alternative avec en première approche la problématique de la solution de base, ensuite nous exposerons les différentes solutions alternatives, la solution alternative retenue, sa justification hydrologique et hydraulique et nous ferons une comparaison des deux variantes du projet pour connaître l'influence, du point de vue dimensions et coût;

- le chapitre troisième parlera des impacts positifs et négatifs sur l'environnement de la solution alternative retenue. Sans prétendre faire une étude environnementale complète, nous essaierons de dégager outre les impacts, les mesures d'atténuation ou de compensation, mais aussi les mesures de suivi-évaluation.

**1. CHAPITRE 1 : PRESENTATION DE LA SOLUTION DE
BASE**

1.1 LOCALISATION ET OBJECTIFS DU PROJET, DEFINITION DE LA SOLUTION DE BASE:

Le site du projet se trouve à OUAGADOUGOU au BURKINA FASO et s'étale sur une bande d'environ 4.55 km de longueur.

Le projet s'inscrit dans le cadre de l'étude d'aménagement des canaux primaires de drainage des eaux pluviales à OUAGADOUGOU et BOBO-DIOULASSO.

L'objectif premier de cet aménagement est de commencer la réalisation de schéma directeur de drainage des eaux pluviales de la ville de OUAGADOUGOU et participer d'ores et déjà à l'amélioration de la situation socio-sanitaire et la restauration de l'environnement dans cette ville.

La solution de base projetée pour OUAGADOUGOU par le groupement GTAH-GAUFF Ingenieure, consiste à construire un canal en béton armé sur l'axe de l'actuel marigot de ZOGONA.

1.2 DESCRIPTION DE LA ZONE D'ETUDE

1.2.1 RELIEF

La ville de OUAGADOUGOU s'étend sur un plateau d'environ 221km², dans une zone de socle ancien. L'altitude moyenne est de 295m et la pente générale de la ville y compris les bassins versants du centre ville se situe entre 5‰ et 8‰.

1.2.2 GEOLOGIE GENERALE

Le sous-sol de OUAGADOUGOU est constitué de migmatites et de granites fortement tectonisés et faillés, surmontés d'altérites dont l'épaisseur varie entre 15m et 40m. Les couches supérieures qui forment la cuirasse comprennent des faciès ferralitiques et une concentration d'oxyde et d'hydroxyde d'alumine ainsi que du fer.

1.2.3 HYDROGRAPHIE

La ville de OUAGADOUGOU se trouve dans le bassin versant du MASSILI. De nombreuses retenues d'eau permettent de stocker l'eau de pluies provenant des émissaires naturels qui traversent la ville (marigot du MOGHO NABA ou du KADIOGO, le marigot central de PASPANGA, le marigot de ZOGONA, le marigot de WEMTENGA, le marigot de TAMPOUY).

1.2.4 CLIMAT

Le climat est du type nord-soudanien caractérisé par:

- l'harmattan chaud et sec, de direction nord est - sud ouest;
- la mousson, humide, de direction sud ouest - nord est.

Ces deux types de vents déterminent un régime bi-saisonnier très contrasté:

- une saison sèche d'environ huit mois (Octobre à Mai);
- une saison pluvieuse d'environ quatre mois (Juin à Septembre).

1.2.5 PLUVIOMETRIE

La pluviométrie annuelle est irrégulière et varie entre 650 et 900 mm avec une forte concentration au mois d'Août (voir tableau 1 joint en annexe I pour la pluviométrie de 1 953 à 1 994).

1.2.6 AUTRES PARAMETRES

Les paramètres climatiques suivants: température, humidité relative, vents, évaporation, rayonnement et ensoleillement ont fait l'objet d'un examen détaillé lors de l'étude d'avant projet sommaire (voir tableau 2 en annexe II pour la synthèse de ces données).

1.3 SITUATION GEOGRAPHIQUE ET ETAT ACTUEL DU MARIGOT

D'une longueur totale de 4,55 km, le marigot de ZOGONA prend sa source au secteur 30 et se jette à l'aval du barrage n°3 en traversant l'Avenue CHARLES de GAULLE, l'Université, la RN4 et la forêt classée (voir plan de localisation carte n° 2).

C'est un émissaire naturel qui draine les eaux d'un bassin versant d'environ 1 280 ha (13 km² environ). C' est le deuxième plus grand bassin de la ville. Les quartiers qu'il draine sont peuplés et sont parmi les plus démunis en équipements d'assainissement.

Actuellement, le marigot se présente en méandres et les berges sont fortement érodées. Il est utilisé à certains endroits comme dépotoirs d'ordures et sert de carrière pour l'extraction de sable par les populations. A l'amont de l'Avenue CHARLES de GAULLE, les berges sont cultivées en saison des pluies (mil, maïs...). A l'approche du Pont sur l'Avenue CHARLES de GAULLE et au delà jusque vers le barrage n°3, des fleuristes et des jardiniers sont installés sur les berges.

Aucune protection n'existe aussi bien sur les berges que sur le fond de cet émissaire. Néanmoins, il existe des ouvrages de franchissement au niveau de SAINT CAMILLE, au Boulevard CHARLES de GAULLE, à

l'intérieur de l'Université (pont et passerelle), au niveau du Club de l'Etrier et sur la route n° 4 OUAGADOUGOU - FADA N'GOURMA.

Quelques réseaux d'eau, d'électricité et de téléphone traversent aussi le marigot.

Le réseau secondaire de drainage est peu aménagé. Seuls quelques canaux secondaires qui aboutissent au marigot sont fonctionnels:

- trois proviennent de la Cité 1 200 logements;
- deux drainent les eaux de la Cité Universitaire et de la Faculté des Sciences de la Santé;
- un draine les eaux de rejet de la station de lagunage de l'EIER.

1.4 ETUDES PRELIMINAIRES

1.4.1 SENS DE L'ECOULEMENT DES EAUX

Il est donné sur le plan de la zone d'étude coté à l'échelle 1/10 000^e après analyse de l'aspect général des courbes de niveau (voir plan n°01 joint en annexe 14). Ce sens est généralement perpendiculaire aux courbes de niveau, mais compte tenu de l'occupation des lieux, les eaux sont obligées de fois de contourner certains obstacles (maisons par exemple).

1.4.2 DELIMITATION DU BASSIN VERSANT GLOBAL ET DES SOUS BASSINS

La délimitation de la surface totale de ruissellement ou bassin versant global a consisté à:

- repérer sur le plan n°01, les points hauts et les courbes de niveau autour de ces points;
- à tracer les lignes de partage des eaux en suivant les lignes de crête jusqu'à l'exutoire final en tenant compte des contraintes réelles du terrain.

Ces contraintes sont les habitations, les voies bitumées, etc. qui peuvent décaler ces lignes de crête.

La même logique a été suivie pour subdiviser le bassin global en sous bassins élémentaires (ou unitaires). Certains ouvrages de franchissement représentent des points caractéristiques de tronçons de canal et correspondent à des exutoires des sous-bassins. Les limites des sous bassins tiennent compte de la topographie du terrain. Elles suivent les limites des surfaces bâties effectivement raccordées au réseau ou limites des infrastructures non inondables existantes (voies de circulation, réserves foncières...).

La délimitation du bassin versant global et des sous-bassins unitaires est présentée sur le plan n°01.

1.4.3 ZONE RESERVEE AU CANAL

Le schéma directeur d'urbanisme prévoit une zone de cent mètres (100m) pour l'aménagement du canal. Cet espace a été réservé sur le plan d'aménagement et de l'urbanisme de la ville de OUAGADOUGOU, de l'origine du futur canal jusqu'à l'Avenue CHARLES de GAULLE.

En aval de l'Avenue CHARLES de GAULLE, le marigot traverse l'Université et la forêt classée du barrage n° 3. Dans cette partie, l'espace réservé à l'aménagement du canal n'a pas été défini; certaines constructions de l'Université sont à moins de vingt mètres du lit du marigot. Du reste, aucun plan cadastral de cette partie du parcours du marigot n'a pu être communiqué par les services de l'urbanisme qui affirment qu'aucun document de ce type n'existe.

1.4.4 TRACE DU CANAL

Le tracé du canal est effectué en tenant compte des contraintes suivantes:

- le pont sur l'Avenue CHARLES de GAULLE qui s'avère être une limite naturelle pour la quasi totalité des paramètres essentiels du projet:

- au plan du schéma directeur, il est la limite entre la partie où une zone est réservée au canal et la zone où le canal n'est pas défini;
- il constitue un ouvrage à conserver et à intégrer au canal ;
- au plan altimétrique , il est un point de rupture de pente très marquée . Les pentes moyennes sont de 4.85 ‰ à l'amont et 2.3‰ à l'aval.

Ce pont est constitué de deux travées de 6.00m de portée et une hauteur de 4,30m.

- la conduite de diamètre 400 mm qui passe en siphon au niveau du Pont SAINT CAMILLE ne devra en aucune façon être déplacée ;

- les pentes naturelles du marigot sont fortes, ce qui pourrait introduire une multitude de chutes sur le canal si l'on veut y faire régner un écoulement fluvial ;

- l'aménagement doit occuper le moins d'espace possible dans :

- la zone de l'Université afin de ne pas perturber l'organisation de son espace ;
- la zone de la forêt classée afin d'éviter la destruction de beaucoup d'arbres .

Or, à ces endroits, les débits à écouler sont très importants.

- la courbe de niveau à angle droit au niveau de la RN4 ;

Au lieu de suivre les méandres du marigot, le canal a un tracé rectiligne à cause de nombreux avantages qu'il offre :

- au niveau technique, l'écoulement dans un canal en ligne droite est meilleur du fait que la friction sur les berges est minimum et les dépôts de

débris moindres (pas de phénomène de succession érosion-dépôt comme dans les méandres) ;

- sur le plan financier, il y a un gain sur le prix de revient de l'aménagement car la ligne droite est le plus court chemin et l'exécution des travaux est plus facile du fait de la simplicité des formes ;

- au niveau de l'utilisation rationnelle de l'espace, le recalibrage du marigot de Zogona entraîne un gain appréciable de superficie qui pourrait être utilisée pour des habitations et les activités diverses .

En fonction des sous-bassins unitaires, du sens de l'écoulement des eaux et des contraintes précitées, la zone du canal a été divisée en tronçons allant de A à I. Ces tronçons vont d'un point caractéristique à l'autre (origine ou fin de projet, ouvrages de franchissement routiers...). Entre deux rues, les limites du tronçon sont constituées par les points à l'aval immédiat de l'ouvrage routier franchissant le canal sur les deux rues.

La carte n°4 définit les huit tronçons pour une longueur totale de canal de 5550 m.

1.5 LES PARAMETRES DE BASES

1.5.1 LES CARACTERISTIQUES PHYSIQUES DES SOUS-BASSINS

Pour chaque sous-bassin élémentaire, les caractéristiques suivantes ont été déterminées :

- la superficie à l'aide d'un planimètre électronique ;
- la longueur hydraulique du bassin ;
- la pente moyenne du drain principal ;

Ces caractéristiques sont données dans le tableau 3 suivant :

Tableau 3 :Caractéristiques physiques du bassin versant du marigot de Zogona.

Identification	Superficies (ha)				Pente moyenne I(m/m)	Longueur hydraulique L(hm)
	Surface bâtie	Voies bitumées	Surface non bâtie	Total		
Sous-bassin n°1	145.44	6.96	0	152.4	0.0080	13.7
Sous-bassin n°2	248.46	8.94	0	257.4	0.0078	17.9
Sous-bassin n°3	313.6	9.96	0	326.56	0.0075	21.4
Sous-bassin n°4	450.02	11.28	0	461.3	0.0071	26.9
Sous-bassin n°5	577	12.6	44	633.6	0.0069	30.4
Sous-bassin n°6	622.34	15.41	84.75	722.5	0.0070	34.5
Sous-bassin n°7	692.56	20.14	129.7	842.4	0.0067	37
Sous-bassin n°8	903.82	25.58	129.7	1059.1	0.0058	44.3
Bassin total	1099.9	52.5	129.7	1282.1	0.0055	55.5

1.5.2 . LE COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT

Dans le cas de notre projet, les états de surfaces (imperméabilisation) ont été considérés pour deux horizons :

- l'année 1996 en comptant que l'ensemble du bassin versant est urbanisé ;

- l'année 2006 en considérant que certaines surfaces spécifiques ont été imperméabilisées entre temps (surfaces des grandes voies prévues pour être bitumées).

Ces valeurs ont été retenues selon la classification d'usage (source: Etude d'actualisation du dossier technique de l'aménagement du marigot de Zogona élaboré en 1978 par le bureau d'études belge O. DE KONINCKS et dans le schéma de développement et d'aménagement urbain de Bobo Dioulasso).

C=0.25 zone spécifique de l'aérodrome non bâtie donc couverte de végétation;

C=0.50 zone urbaine normale ;

C=0.90 surfaces asphaltées.

1.5.3 COURBES INTENSITE - DUREE FREQUENCE

Il est intéressant de connaître les courbes hauteur de pluie - durée - fréquence qui servent de paramètres de base pour l'évaluation des débits de crues.

Celles-ci ont fait l'objet d'une étude par le CIEH (PUECH C. et CHABI G. 1984).

Les courbes correspondantes sont reportées dans le graphique 1 en annexe III. On peut ainsi déterminer une hauteur de pluie de fréquence donnée pour une durée déterminée.

1.5.4 DETERMINATION DES CRUES

1.5.4.1 Choix de la période de retour

Pour la présente étude, la période de retour choisie est égale à dix ans compte tenu de l'importance des ouvrages (canal primaire drainant d'importantes surfaces). Mais aussi parce que les autres canaux de même catégories, qui fonctionnent depuis des décennies ont été calculés sur la même base et donnent des résultats satisfaisants (exemple: le canal du MOGHO NABA à Ouagadougou et qui fonctionne depuis 1979).

1.5.4.2 Méthode utilisée

La méthode recommandée par le Maître de l'ouvrage (3^e Projet de Développement Urbain) pour la détermination du débit des crues est la formule de CAQUOT qui s'écrit sous une forme monôme :

$$Q = K C^m I^n A^p$$

Avec:

- Q = débit en m³ /s
- C = coefficient de ruissellement
- I = pente moyenne du bassin versant en m/m
- A = superficie du bassin versant en ha
- K, m, n, p = coefficients numériques calculés en fonction de nombreux paramètres caractéristiques de la région étudiée.

Cette relation couramment utilisée, donne de bons résultats.

Elle a fait l'objet de nombreux ajustements pour son application dans les pays membres du CIEH. Signalons à cet effet l'étude CIEH/EIER: L.LEMOINE et C. MICHEL, *Essai d'adaptation à l'AFRIQUE Tropicale des méthodes de calcul du ruissellement pluvial urbain, CIEH/EIER, Ouagadougou 1972*. Cette étude a abouti à une nouvelle formulation faisant intervenir, en plus des paramètres de la formule classique, la longueur L du plus long chemin hydraulique.

La relation appliquée aux conditions africaines par le CIEH est la suivante:

$$Q(F) = K C^m I^n A^p (L/2\sqrt{A})^{-0.30}$$

avec

- Q(F) = débit de fréquence de dépassement F en m³/s
- L = longueur du chemin hydraulique
- $(L/2\sqrt{A})$ = facteur correctif lié à l'allongement. Ce facteur est utilisé chaque fois que l'allongement du bassin versant qui est égal à L/\sqrt{A} est différent de 2 qui est la valeur de l'allongement moyen.

Ce qui donne la formule générale adaptée à l'AFRIQUE Tropicale:

$$Q(F) = \frac{1000a}{(9 \times 1.1^b)} \times C \times I^{3b/8} \times A^{0.95-0.2b} \times (L/2\sqrt{A})^{-0.30}$$

avec a et b les coefficients de MONTANA dont les valeurs sont les suivantes :

pour Q(1 an)	a=5.6 et b=0.50
pour Q(10 ans)	a=9.4 et b=0.50

Dans le domaine actuel de vérification du modèle, la formule superficielle de CAQUOT est valable dans les conditions suivantes :

- la surface du bassin ou du groupement de bassins varie entre 200 et 400ha ;

- la pente doit être comprise entre 0.2 et 5% ;

- l e coefficient de ruissellement compris entre 0.2 et 1 ;

Nous remarquons que cette formule est utilisée ici en dehors de sa limite de validité car certains sous - bassins ont des superficies supérieures à 400ha. Pour ces superficies, le groupement GTAH - GAUFF Ingénierie note qu'il faut faire en principe appel à de méthodes de modélisations exigeant des données de mesures in - situ .De telles données n'étant pas disponibles, la formule superficielle a été quand même retenue, en sachant toutefois que pour les superficies supérieures à 400ha, les résultats sont imprécis.

1.5.4.3 Débits de crue du projet

Les débits de crue obtenus à partir de la formule citée haut sont donnés dans les tableaux 4 et 5 suivants :

Tableau 4 : Détermination des débits de crues (formule de CAQUOT) pour le marigot de Zogona/base 1996

Identification	Caractéristiques physiques des bassins versants						Paramètres hydrauliques						Débit de crue (m ³ /s) selon durée de retour			
	Superficie : A (ha)						Coefficient de ruissellement : C						Allongement moyen du bassin M	Facteur correctif K	1 an	10 ans
	Surface bâtie	Voies bitumées	Surface non bâtie	Total	Pente moyenne I (‰)	Surface bâtie	Voies bitumées	Surface non bâtie	C	Longueur hydraulique L (km)						
Sous bassin n° 1	145,44	6,96	0	152,4	0,008	0,5	0,9	0,25	0,52	13,70	1,11	1,19	11	18		
Sous bassin n° 2	248,46	8,94	0	257,4	0,0078	0,5	0,9	0,25	0,51	17,90	1,12	1,19	16	27		
Sous bassin n° 3	316,6	9,96	0	326,56	0,0075	0,5	0,9	0,25	0,51	21,40	1,18	1,17	19	33		
Sous bassin n° 4	450,02	11,28	0	461,3	0,0071	0,5	0,9	0,25	0,51	26,90	1,25	1,15	25	42		
Sous bassin n° 5	577	12,6	44	633,6	0,0069	0,5	0,9	0,25	0,49	30,40	1,21	1,16	32	54		
Sous bassin n° 6	622,34	15,41	84,75	722,5	0,007	0,5	0,9	0,25	0,48	34,50	1,28	1,14	34	58		
Sous bassin n° 7	692,56	20,14	129,7	842,4	0,0067	0,5	0,9	0,25	0,47	37,00	1,27	1,14	38	64		
Sous bassin n° 8	903,82	25,58	129,7	1059,1	0,0058	0,5	0,9	0,25	0,48	44,30	1,36	1,12	45	76		
Bassin total	1099,9	52,5	129,7	1282,1	0,0055	0,5	0,9	0,25	0,49	55,50	1,55	1,08	52	87		

Tableau 5 : Détermination des débits de crues (formule de CAQUOT) pour le marigot de Zogona/base 2006

Caractéristiques physiques des bassins versants						Paramètres hydrauliques						Débit de crue (m ³ /s) selon durée de retour		
Identification	Superficie : A (ha)				Coefficient de ruissellement : C				Longueur hydraulique L (km)	Allongement moyen du bassin M	Facteur correctif K	1 an	10 ans	
	Surface bâlle	Voies bitumées	Surface non bâlle	Total	Partie moyenne l (m/m)	Surface bâlle	Voies bitumées	Surface non bâlle						C moyen
Sous bassin n° 1	145,44	6,96	0	152,4	0,0080	0,7	0,9	0,25	0,71	13,70	1,11	1,19	15	24
Sous bassin n° 2	248,46	8,94	0	257,4	0,0078	0,7	0,9	0,25	0,71	17,90	1,12	1,19	23	38
Sous bassin n° 3	312,32	14,28	0	326,6	0,0075	0,7	0,9	0,25	0,71	21,40	1,18	1,17	27	45
Sous bassin n° 4	442,26	19,04	0	461,3	0,0071	0,7	0,9	0,25	0,71	26,90	1,25	1,15	35	59
Sous bassin n° 6	567,04	22,56	44	633,6	0,0069	0,7	0,9	0,25	0,68	30,40	1,21	1,16	44	74
Sous bassin n° 8	611,49	26,26	84,75	722,5	0,007	0,7	0,9	0,25	0,65	34,50	1,28	1,14	47	79
Sous bassin n° 7	660,78	31,78	129,7	822,26	0,0067	0,7	0,9	0,25	0,64	37,00	1,29	1,14	51	85
Sous bassin n° 8	886,89	42,51	129,7	1059,1	0,0058	0,7	0,9	0,25	0,65	44,30	1,36	1,12	62	104
Bassin total	1079,74	72,66	129,7	1282,1	0,0055	0,7	0,9	0,25	0,67	55,50	1,55	1,08	70	118

1.5.5 REVETEMENT DU CANAL

Conformément aux termes de référence de l'étude, plusieurs types de revêtement ont été proposés pour le canal, à savoir:

- le revêtement en béton pour l'ensemble de la section;
- le revêtement en maçonnerie de moellons pour le radier et les parois;
- la protection des berges seulement en gabions;
- la protection de l'ensemble de la section par des gabions type Reno.

La nécessité de revêtement, les avantages et les inconvénients de chaque solution ont été développés dans le rapport d'avant projet sommaire et nous joignons la partie y afférente en annexe IV.

La solution retenue est le canal en béton légèrement armé avec de l'acier à haute adhérence de 6 mm d'épaisseur, suivant une maille carrée de 20 cm de côté ou avec un treillis soudé de même maillage. Le revêtement a une épaisseur de 12 cm et concerne aussi bien le radier que les parois latérales.

La forme du canal est trapézoïdale parce qu'elle s'approche le mieux de la section à débit maximum. Le radier comporte une double pente transversale de 2% afin de favoriser l'autocurage et permettre aussi aux eaux usées de se concentrer au centre du radier ; ce qui facilitera leur écoulement en saison sèche.

1.5.6 VITESSES

1.5.6.1 Vitesse minimale

Elle est destinée à assurer l'autocurage en évitant le dépôt des matériaux en suspension dans le canal. Cette vitesse est donnée par la formule empirique de KENNEDY :

$$V_{\min} = e \times y^{0,64}$$

où:

- y = tirant d'eau
- e = coefficient égal à 0.90 pour les sables et les graviers.

Ce qui donne pour la présente étude:

$$V = 0.90 \times (1.80)^{0.64} = 1.30 \text{ m/s}$$

1.5.6.2 Vitesse maximale

Pour prévenir la dégradation par érosion, la vitesse maximale couramment admise pour les canaux revêtus varient entre 3 et 5m/s.

1.5.7 PENTES

Les conditions de vitesses minimale et maximale vont définir les conditions de pentes minimale et maximale admissibles compte tenu de la nature et du profil en long des canaux.

- pente $J = \text{cote amont} - \text{cote aval} / \text{longueur du tronçon}$;
- pente moyenne pour tronçons en série:
$$J = [\sum L_i / (\sum L_i / J_i^{0.5})]^2$$
- pente pour tronçons en parallèle:
$$J = \sum J_i Q_i / \sum Q_i$$

La pente optimale retenue pour le canal est de 2‰.

Les pentes critiques ont été calculées à partir de la formule de MANNING STRICKLER.

1.5.8 FRUIT DES BERGES

Compte tenu de la nature des sols et au vu des résultats de l'étude géotechnique(angle de frottement interne allant de 16 à 21°) et du revêtement béton, un fruit de berge de 1/1 a été retenu pour l'ensemble du canal.

1.5.9 COTE DE CALAGE DU RADIER

Le calage du canal dépend essentiellement:

- de la nécessité d'assurer un drainage normal vers le canal grâce à une pente moyenne;
- de l'avantage de rester proche des pentes longitudinales du terrain naturel afin de minimiser les terrassements tout en respectant les vitesses admissibles et en évitant de passer à un régime torrentiel;
- des "cotes obligées" du radier du pont sur l'Avenue CHARLES de GAULLE qui ne doit en aucun cas être détruit;
- des profondeurs naturelles du lit du marigot par rapport aux berges;
- des pentes naturelles du marigot qui sont fortes, ce qui introduit une multitude de chutes sur le canal si on veut y assurer un écoulement fluvial.

1.6 DIMENSIONS DU CANAL

Le canal est calculé comme d'usage en régime d'écoulement fluvial et par la formule de MANNING STRICKLER:

$$Q = K_s \times I^{1/2} \times S \times R^{2/3}$$

où:

- Q = débit du tronçon en m³/s;
- K_s = coefficient de rugosité = 70 pour le béton;
- I = pente du canal en m/m;
- S = section mouillée en m²;
- R = rayon hydraulique en m.

La section hydrauliquement favorable donne des profondeurs h variant entre 2.34 m et 4.12 m.

Dans la pratique, pour des canaux primaires d'évacuation des eaux de pluies en zone urbaine, la profondeur recommandée varie entre 1.50 m et 2.50 m pour des raisons de sécurité et de gain d'espace.

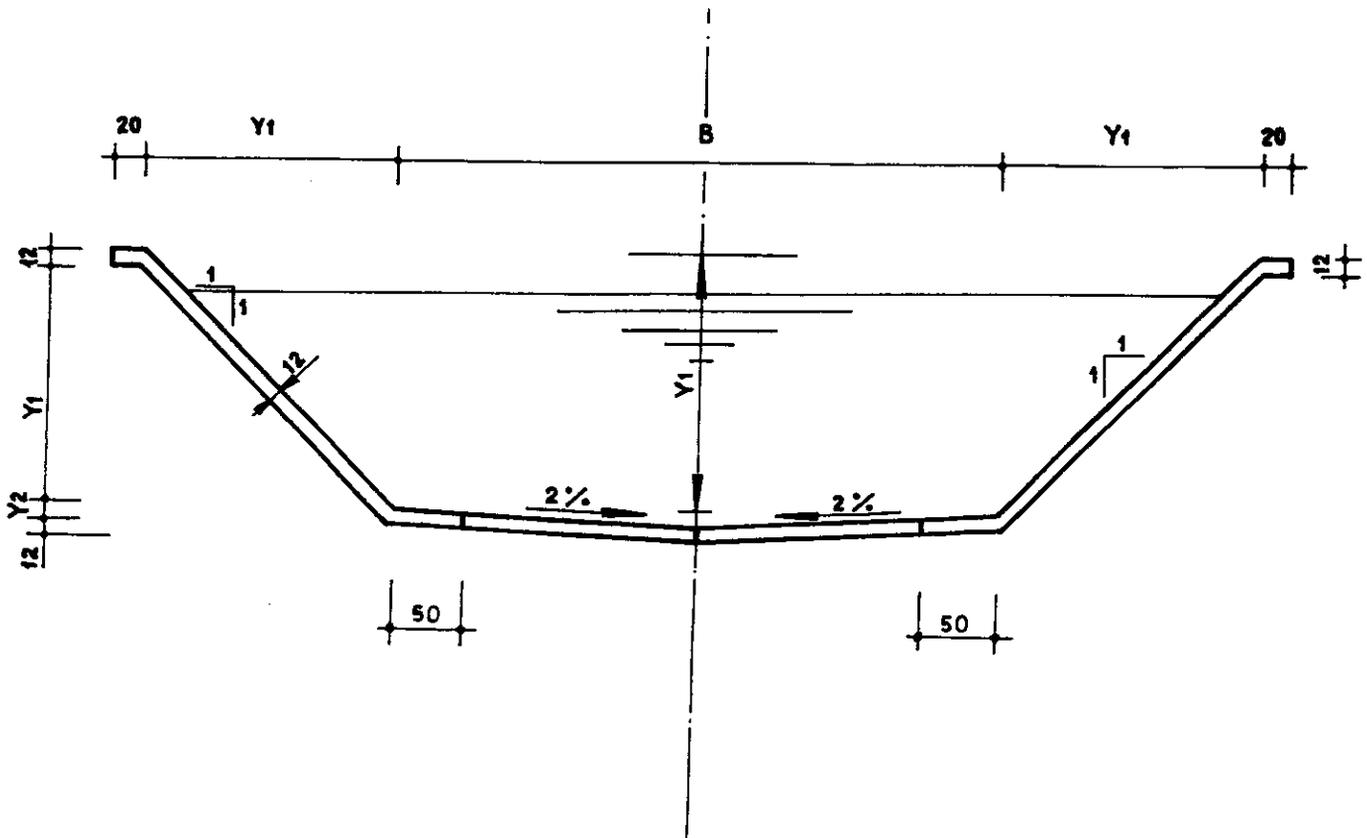
Pour cela, le groupement GTAH - GAUFF Ingenieure a retenu :
h = 1.80 m pour certains tronçons et h = 1.60 m pour d'autres.

La figure 1 représente le profil en travers type du canal. Les différents paramètres qui y sont indiqués sont:

- B = largeur à la base;
- H = hauteur totale du canal;
- Y₁ = hauteur entre le niveau horizontal et la largeur du canal;
- Y₂ = dénivelée entre le niveau horizontal et le fil d'eau;
- h = hauteur d'eau normale;
- m = fruit de berge = 1;
- r = revanche = 0.30 m;
- P = pente = 2%.

Après correction, la revanche a été ramené à 0,20 m et une profondeur maximale de 2,00 m (y compris la revanche) a été adoptée pour tous les tronçons.

Figure 1 : Profil en travers type du canal



Les dimensions des différents tronçons du canal sont données dans le tableau 6 de la page suivante.

1.7 COLLECTE DES ARRIVEES D'EAUX LATERALES

Le canal étant un collecteur primaire, il est impératif que les eaux de ruissellement y soient correctement conduites. Il doit être lui-même protégé contre le ruissellement latéral direct qui peut autrement provoquer l'érosion.

Tous les affluents naturels du marigot seront remblayés et les écoulements contrôlés par la construction de canaux secondaires.

1.7.1 CANAUX SECONDAIRES DE DRAINAGE

Les eaux pluviales en provenance des bassins versants secondaires ont en certains endroits profondément érodé le terrain naturel pour y rejoindre le marigot de Zogona.

Pour assurer la protection du futur canal contre les affouillements, ces eaux seront canalisées. Comme il n'existe pas de plan directeur d'assainissement définissant l'implantation des collecteurs secondaires et les débits à prendre en compte, il est prévu de réaliser dans le cadre de ce projet:

- de canaux secondaires de drainage(série CA);
- des amorces en béton sur l'emprise du terrain réservé au canal avec, selon la topographie et la spécificité des zones, de léger prolongement au delà. Ceci afin de laisser toute latitude pour, ultérieurement, concevoir et construire des collecteurs s'intégrant dans les plans d'aménagement urbain.

Les collecteurs secondaires existants, généralement des fossés en béton de section rectangulaire, seront aussi raccordés au futur canal.

Le dimensionnement des canaux secondaires est fait à l'aide de la formule de MANNING STRICKLER énoncé au paragraphe 16.

Les débits sont calculés à partir du débit spécifique du deuxième sous bassin soit:

$$q_s = 38/257.4 = 0.148 \text{ m}^3/\text{s}/\text{ha}.$$

Les pentes sont de 5 et 8‰ et $K_s = 70$

Tableau 6 : Dimensionnement du canal

Revanche = 0.20 m
 Pente du fond P = 2.00 %
 Profondeur totale du canal = 2.00 m

Sans bassin d'orage

Tronçon	Repère	P.M	Q Projet (m3/s)	h (m)	m	i	Ks	B (m)	Y2 (m)	Y1 (m)	S (m2)	P (m)	R (m)	V (m/s)	H (m)	Q évacué (m3/s)	Profondeur critique Yc (m)	Pente critique Ic (‰)
A	Départ projet	117																
B	Rue 30-81	379.5	38	1.80	1	2	70	4.43	0.04	1.96	10.96	9.40	1.17	3.47	2.00	38.0	1.74	2.84
C	BABANGUIDA	765	45	1.80	1	2	70	5.39	0.05	1.95	12.61	10.33	1.22	3.57	2.00	45.1	1.75	2.69
D	Ouvrage P1/Rue 14-39	1280	59	1.80	1	2	70	7.28	0.07	1.93	15.82	12.17	1.30	3.73	2.00	59.0	1.78	2.51
E	Ouvrage P2/Rue 14-82	1705.31	74	1.80	1	2	70	9.32	0.09	1.91	19.25	14.15	1.36	3.84	2.00	74.0	1.80	2.39
F	Ouvrage à projeter (BETU)/Rue 14-54 et 4-54	2341.04	79	1.80	1	2	70	10.00	0.10	1.90	20.39	14.81	1.38	3.87	2.00	79.0	1.80	2.36
G	Ouvrage existant Charles De GAULLE	3079.01	85	1.80	1	2	70	10.83	0.11	1.89	21.77	15.62	1.39	3.90	2.00	85.0	1.81	2.32
H	Ouvrage route de FADARINA	4224.54	104	1.80	1	2	70	13.47	0.13	1.87	26.11	18.18	1.44	3.98	2.00	104.0	1.82	2.25
I	Fin projet	4554.13	118	1.80	1	0.56	70	41.50	0.42	1.59	68.01	45.43	1.50	1.74	2.00	147.4	1.14	1.34

Le tableau 7 présente les caractéristiques des différents canaux secondaires.

Tableau 7 : Caractéristiques des différents canaux de drainage secondaires

Désignation	Débit (m ³ /s)	Pente (‰)	B (en cm)	H (en cm)	Longueur (m)
CA1	-	8	130	130	318
CA2	-	8	250	180	330
CA2-1	-	8	135	135	200
CA2-2	-	8	185	180	455
CA2-3	-	8	160	180	156
CB1	0.64	5	60	60	104
CB2	6.24	5	150	140	130
CB3	-	5	150	140	130
CB4	-	5	60	60	104
CC1	2.56	5	100	100	174
CC2	6.08	5	140	140	150
CC3	4.40	5	130	130	220
CD1	1.38	5	90	90	202
CD2	3.20	5	110	110	185
CD3	4.32	5	120	120	90
CD4	0.48	5	60	60	100
CD5	5.76	5	140	140	190
CE1	9.12	5	190	140	120
CE2	-	5	90	90	234
CF1	3.20	5	110	110	144
CF2	7.80	5	170	140	144
CF3	13.12	5	245	140	120
CF4	5.00	5	130	140	190
CG1	1.12	5	80	80	70
CG2	1.92	5	90	90	160
CG3	0.80	5	60	60	100
CG4	2.24	5	100	100	70
CH1	1.68	5	90	90	50
CH2	3.20	5	110	110	50
CH3	3.20	5	110	110	70
CH4	2.24	5	100	100	50

Pour le particulier tronçon A (voir la carte n° 4) qui correspond à une zone où il n'y a pas de canal, et en l'absence de plans d'aménagement de la zone, deux collecteurs secondaires CA1 et CA2 ont été dimensionnés pour recevoir les eaux de ruissellement en tête du bassin versant avec comme origine le dalot traversant le Boulevard de la Jeunesse et comme exutoire le tronçon B.

1.7.2 COLLECTE DES EAUX LATÉRALES

Les eaux latérales sont constituées des eaux de ruissellement direct provenant des espaces adjacents qui sont les abords immédiats du canal (50 m environ de part et d'autre du canal) et les lots contigus.

Pour assurer la protection du canal, une pente douce de 2.50% a été adoptée sur ces espaces. Mais vu l'importance des surfaces drainées, il est prévu sur la quasi totalité du canal et sur les deux berges, un caniveau de protection longitudinale de 0.50 m × 0.50 m, implanté à 8 m du bord du canal, ce qui permet de dégager une bande de circulation de 7 m qui servira à l'entretien.

1.8 OUVRAGES DE FRANCHISSEMENT ET D'ACCES, CHUTES ET OUVRAGES DE TRANSITION

Les ouvrages de franchissement du canal constituent les zones de liaison entre les deux rives du marigot. Ce sont:

- les ouvrages déjà existants dont certains sont à conserver et d'autres à démolir;
- les ouvrages projetés: ponts, passerelles, descentes par escaliers;

La pente moyenne du terrain naturel est en général supérieure à la pente des différents tronçons du canal. Pour assurer le franchissement hydraulique en régime uniforme, neuf (9) chutes de 0.39 m à 1.18 m de hauteurs sont prévues dont cinq (5) ont été incorporées au raccordement aval des ouvrages routiers franchissant le canal.

Afin de permettre la circulation des engins et des camionnettes pour l'entretien du canal, les chutes seront réalisées en rampes de 5 à 15%. Pour la même raison d'entretien périodique du canal, d'autres rampes seront aménagées à des endroits adéquats.

Tous ces ouvrages ont fait l'objet d'un diagnostic in-situ; leurs états physiques, leur fonctionnement hydraulique, les dimensions, sont consignés dans l'APS. Mais compte tenu du volume important qu' occupent ces documents, nous ne pourrions pas les insérer au présent rapport.

1.9 ESTIMATION SOMMAIRE DE LA SOLUTION DE BASE

Afin que la comparaison des deux variantes du projet soit objective, nous avons repris les devis quantitatif et estimatif de la solution de base.

En effet, dans la solution de base, les devis établis par GTAH prenaient en compte tous les travaux nécessaires à la réalisation complète du canal. Malheureusement, il n'en sera pas de même pour la solution alternative que nous allons proposer étant donné que le temps imparti pour ce travail ne nous permettra pas d'aborder tous les aspects.

Ainsi, les devis que nous avons établis ne prennent en compte que les lots terrassements et béton.

Sur cette base, le coût sommaire des travaux s'élève à: UN MILLIARD DEUX CENT SOIXANTE DIX MILLIONS CINQ CENT TRENTE TROIS MILLE CINQ CENT DIX FRANCS/CFA HORS TAXES (**1 270 533 510 F/CFA/H T**).(voir devis quantitatif aux annexes VII et VIII et devis estimatif à l'annexe IX)

2. CHAPITRE 2. ETUDE DE LA SOLUTION ALTERNATIVE

2.1 PROBLEMATIQUE

Les résultats de la solution de base ont abouti à :

- des débits de crues importants variant dans le 1^{er} tronçon de 38 m³/s à 118 m³/s à l'exutoire (voir tableau 5). Ceci les rend préjudiciables à l'équilibre des milieux aquatiques et aux infrastructures situées à l'aval et augmente les risques en cas de défaillance (inondations, érosions...);
- des largeurs de canal excessives allant de 4.43 m à 41.50m (voir tableau 6) alors que certains ouvrages de l'Université sont situés à moins de 20 m du canal.

Par conséquent, la construction du canal va occuper une grande superficie, avec des impacts négatifs sur l'environnement, et son coût sera élevé.

D'où la recherche d'une solution alternative qui peut amoindrir les effets cités ci-dessus.

2.2 DEFINITIONS, PRINCIPES ET INTERETS DES SOLUTIONS ALTERNATIVES

(tirés du livre de A. MOREL A L'HUISSIER, *L'assainissement des eaux pluviales en milieu urbain tropical subsaharien*, LUX-DEVELOPMENT, Luxembourg, 1996)

Les solutions alternatives ou technologies alternatives sont des techniques connues comme étant des techniques douces, innovantes.

Elles proposent de nouvelles structures intégrées dans le système d'évacuation des eaux pluviales. "Elles ont été appelées alternatives de façon à exprimer leur possibilité de se substituer au réseau de conduites ou de caniveaux.

L'idée "alternative" consiste à déconcentrer les flux pluviaux (en quantité: débits ou volumes, mais aussi en pollution) en redonnant aux surfaces sur lesquelles se produit le ruissellement un rôle régulateur. On parle aussi de techniques compensatoires en sous-entendant "des effets de l'urbanisation".

Elles sont fondées sur les principes de rétention (stockage), de retardement de l'écoulement (allongement du temps de concentration) et d'infiltration. Dans chacune de ces techniques ou aménagements, l'un ou plusieurs de ces principes précités peut être mis en oeuvre.

Ces techniques peuvent réaliser :

- un stockage sur place (toit ou parking, par exemple) ;
- une infiltration sur place (fossés filtrants, puits perdus, chaussée et tranchée drainante, etc.) ;
- une infiltration après concentration du ruissellement (bassin d'infiltration) ;

- un stockage après concentration (bassins plurifonctionnels à sec ou à eau, etc.)".

Elles présentent de nombreux avantages :

- elles sont souvent moins onéreuses que les solutions classiques ou bien, pour un coût équivalent, elles offrent une protection supérieure contre les différents risques (déconcentration des flux, répartition des risques, diminution du risque à l'aval...);
- elles sont plus intensives en main d'oeuvre que les techniques classiques et moins en capital, ou bien, à capital égal, elles offrent davantage d'opportunités pour l'utilisation de matériaux locaux et de la main d'oeuvre locale;
- elles sont intimement liées à l'aménagement qu'elles peuvent contribuer à valoriser.

Ces techniques, pourtant prometteuses, sont encore peu utilisées car elles ne sont pas entrées dans les moeurs, elles sont complexes, multifonctionnelles et fortement dépendantes de leur environnement.

2.3 LES DIFFERENTES TECHNIQUES ALTERNATIVES

2.3.1 LES BASSINS DE RETENTION

Ce sont des ouvrages situés en dépression naturelle ou artificielle qui servent à réguler le ruissellement pluvial en réseau par stockage et restitution à débit contrôlé à l'aval ainsi qu'à décanter les matières en suspension se trouvant dans l'eau.

Ils sont souvent le dernier recours pour remédier à des insuffisances de réseaux d'assainissement, sur lesquels des interventions en vue d'améliorer leur capacité ne sont plus envisageables pour raison de coût, d'accessibilité, de disponibilité d'espace...

Ils sont constitués par :

- une digue équipée d'ouvrages d'évacuation de trois (3) types:
 - des ouvrages de fonctionnement normal destinés à assurer la régulation du débit aval ;
 - des ouvrages d'évacuation de sécurité destinés à protéger la digue lors des crues exceptionnelles ;
 - des ouvrages de fond permettant la vidange du bassin.
- un corps de bassin (le fond et les berges).

On distingue :

a/. Les bassins secs

•Les bassins secs dont le fond est étanche, recouvert de béton hydraulique ou bitumineux qui sont peu fréquents et reçoivent des eaux de mauvaise qualité. Ils sont généralement implantés à l'écart des zones urbanisées et leur accès est interdit. On peut éventuellement les aménager en terrains de sport, en aires de jeu ou en parking.

•Les bassins secs à fond plus ou moins perméables qui recueillent des flux dont la qualité doit être contrôlée pour ne pas mettre en péril les eaux de la nappe. Leur accès est interdit ou réglementé pour des raisons de sécurité ou d'hygiène. Mais parfois ils sont utilisés, en période de temps sec, à d'autres usages : parking, terrains de sport, parc de loisir...

b/. Les bassins en eau

Les bassins en eau sont généralement situés au cœur des zones urbanisées. Ils peuvent jouer un rôle important dans le cadre de vie créé par l'urbaniste et favoriser les activités de loisir en plein air : dans les pays développés, ils sont fréquemment le support de sports aquatiques (baignade, planche à voile...). Ils peuvent aussi être utilisés à des fins esthétiques ou participer à des activités consommatrices d'eau comme l'irrigation par exemple.

c/. Les bassins d'infiltration

Les bassins d'infiltration sont des moyens de recharge des nappes sollicitées pour l'alimentation en eau de qualité. En zone urbaine, ils peuvent être également utilisés pour éliminer l'eau d'un bassin de stockage.

2.3.2 LE Puits D'ABSORPTION

Un puits d'infiltration est un ouvrage profond de faible diamètre, rempli de matériaux poreux (pierres concassées, gravier ou sable très perméable). Il permet la régulation et le contrôle des eaux pluviales ruisselant à l'aval de petites zones imperméabilisées

Il est applicable dans les terrains suffisamment perméables où la nappe phréatique n'affleure pas. Il convient aux micro-aménagements (aires de stationnement, cours, place...) et est implanté au point bas de ces derniers.

Il s'appuie sur :

- l'infiltration, qui correspond à un passage de l'eau à travers une couche de sol non saturée;

- l'injection, qui correspond à une introduction directe de l'eau dans la zone saturée.

2.3.3 LES TRANCHEES

Une tranchée est un fossé longitudinal rempli de matériaux poreux qui reçoit les eaux de ruissellement en provenance de zones d'extension limitée: places, aires de stationnement...La surface libre de la tranchée est parfois recouverte de matériaux alvéolés ou de gazon, ce qui permet son intégration dans le site urbain et lui assure un rôle de filtre.

On distingue :

- les tranchées d'infiltration dans lesquelles l'évacuation des eaux se fait dans le sol. On les utilise lorsque le niveau de la nappe phréatique est en dessous du fond de la tranchée et la perméabilité du sol satisfaisante.

- les tranchées drainantes dans lesquelles l'évacuation des eaux se fait par un drain.

Une tranchée peut être :

- **absorbante** ou encore appelée tranchée d'infiltration nécessitant un sol assez perméable et elle est vulnérable à l'apport des fines.
- **Etanche** ou encore appelée tranchée de rétention nécessitant un exutoire à son aval.
- **Engazonnée** ou non : lorsqu'elle est non engazonnée, un matériau poreux est placé à sa partie supérieure pour permettre l'injection de l'eau.
- **Cloisonnée** ou "continue" : les cloisons sont utilisées pour augmenter la capacité de stockage des eaux, dans le cas d'un terrain en pente.

Elles sont utilisées pour :

- le recueil des eaux de toitures (sans gouttières) ;
- le recueil des eaux ruisselées sur les voiries et dessertes de lotissements ;
- le recueil des eaux de ruissellement des aires imperméabilisées (parking, place...)

On peut aussi citer d'autres techniques alternatives comme les chaussés réservoirs, les fossés, les noues...

2.4 LES OPPORTUNITES ET LES CONTRAINTES DES DIFFERENTES TECHNIQUES ALTERNATIVES

2.4.1 LES BASSINS DE RETENTION

a) Le bassin sec

*** Opportunités**

- limite les débits de pointe et autorise donc l'emploi d'ouvrages d'évacuation (caniveaux, canalisations) de moindre section à l'aval;
- permet une décantation sommaire des eaux et favorise donc une moindre pollution des cours d'eau récepteurs;
- modère les phénomènes d'érosion des cours d'eau récepteurs.

*** Contraintes**

- pour les bassins constituant ou contenant des espaces verts, la qualité de l'eau doit être bonne;
- pour les bassins utilisés comme terrain de jeu ou de sport , il faut des dimensions convenant aux activités choisies et une durée de rétention relativement faible afin de permettre l'utilisation du bassin pour les autres usages;
- Pour les bassins utilisés comme parking, il faut:
 - une hauteur maximale d'eau admissible;
 - des mesures de sécurité préventives en cas de crues exceptionnelles pour évacuer les voitures (système d'alarme par exemple);
 - une étanchéité sur les parois afin d'éviter de polluer le sous-sol ou dans le cas contraire, prévoir des dispositifs de traitement.
- pour tous les types de bassins, leur utilisation est momentanément perturbée par temps de pluies et ils nécessitent un nettoyage régulier des surfaces submergées après chaque pluie.

b) le bassin en eau

*** Opportunités**

- permet de limiter ou d'annuler les apports d'eau d'orage dans les réseaux publics et dans les cours d'eau;
- décante les eaux de ruissellement qu'il recueille et évite ainsi l'afflux de matières polluantes dans les cours d'eau;
- permet une réutilisation de l'eau à des fins esthétiques ou d'irrigation.

*** Contraintes**

- nécessite la prise en compte de dispositions pour assurer la pérennité du plan d'eau (imperméabilisation du fond et/ou alimentation en période sèche);
- la remise en circulation de l'eau pour lui conserver ses qualités ou pour la réutiliser nécessite un pompage qui peut être coûteux;
- nécessite de réaérer les eaux;
- nécessite des apports d'eau extérieurs au cas où l'évaporation est trop intense ou le marnage admissible est faible afin de préserver la faune et la flore ;
- nécessite des surfaces importantes ;
- pour chaque mode d'usage du bassin (musée écologique, baignade, pêche, lieu de loisir...) d'autres contraintes sont à prendre en considération (qualité de l'eau, pentes douces, aspect esthétique, surveillance...).

c) le bassin d'infiltration

*** Opportunités**

- moyen économique de réalimentation des nappes destinées à l'alimentation en eau potable, particulièrement si le bassin est implanté dans une zone d'extraction de matériaux pour un grand ouvrage (autoroute, barrage, etc.).

*** Contraintes**

- risque de pollution de la nappe si celle-ci n'est pas assez profonde;
- sensibilité importante au colmatage par les fines particules;
- nécessité d'un entretien régulier afin d'éviter la transmission de maladies hydriques. Cette contrainte est commune à tous les bassins.

2.4.2 LE Puits D'ABSORPTION

***Opportunités**

- réduction des volumes d'eaux usées à évacuer;
- accroissement de l'alimentation des nappes souterraines;
- éventuellement réduction du diamètre des émissaires d'évacuation;
- occupe peu d'espace;
- bonne intégration dans le tissu urbain ;
- pas besoin d'exutoire;
- pas de grosses contraintes topographiques;
- faible coût de réalisation par rapport au coût global d'un projet d'aménagement.

*** Contraintes**

- utilisation limitée en cas de pollution importante en raison de l'absence de débit de vidange transversale;
- utilisation limitée pour des sols dont les couches absorbantes ont une très faible perméabilité (perméabilité supérieure à 10^{-5} m/s soit sable fin);
- risque d'effondrement lorsqu'il est utilisé dans les roches solubles (gypse par exemple);
- vulnérabilité à l'apport des fines, d'où nécessité de prévoir des dispositifs de prétraitement;
- risque de colmatage;
- risque de dégagement de mauvaise odeur due aux substances filtrées et humides si le nettoyage n'est pas régulier.

2.4.3 LES TRANCHEES

***Opportunités**

- réduction des débits et des volumes ruisselés;
- peu coûteuses (forte intensité en main d'oeuvre, faible en capital, utilisation de matériaux locaux et main d'oeuvre locale);
- mise en oeuvre facile;
- occupe moins d'espace;
- bonne intégration dans le tissu urbain;
- dans le cas particulier des tranchées d'infiltration, pas besoin d'exutoire et réalimentation de la nappe;
- amélioration de la croissance de la végétation locale;
- offrent plus de sécurité que le fossé ou le caniveau (pas de l'eau en surface, absence de dépression...);
- limitation de rejets directs de polluants dans les eaux superficielles.

*** Contraintes**

- capacité de stockage limitée à cause des matériaux qui remplissent la tranchée;
- réduction de l'infiltration de la tranchée sous l'effet du colmatage;
- efficacité limitée au cas où deux orages se suivent de façon très rapprochée;
- risques de colmatage;
- entretien régulier;
- diminution de la capacité de stockage importante dans la cas d'une forte pente, d'où nécessité de cloisonnement interne;
- si la nappe phréatique est peu profonde, risque de pollution.

2.5 CRITERES DE CHOIX ET CHOIX DE LA SOLUTION

Le constat que l'on peut dégager de l'ensemble de ces solutions est qu'il n'en existe pas de meilleures que d'autres. Un bon choix consiste donc à doser et à combiner les techniques en les adaptant au contexte qui s'offre de façon à permettre leur mise en œuvre efficace et leur bonne intégration dans le tissu urbain où l'espace est souvent très encombré et très disputé.

Ainsi, notre choix se base sur :

- la position du problème: nous avons remarqué que les débits sur les tronçons sont trop grands. Nous cherchons donc une solution qui va permettre de réduire ces débits et conduire à des dimensions du canal raisonnables.

Solution: bassins de rétention sec ou en eau et tranchées. Les puits d'absorption sont exclus compte tenu des débits excessifs.

- la disponibilité de l'espace, les états actuel et futur de la zone:

- le problème de place ne se pose pas à l'amont du canal, mais la zone est actuellement habitée et l'espace restant sur le plan d'urbanisation n°01, est prévue pour des activités diverses.
- à l'aval du canal, l'espace est restreint car toute la bande réservée à la construction du canal a 100 m de largeur jusqu'à l'avenue Charles de GAULLE. Au delà de cette limite jusqu'à l'exutoire, aucun document ne définit l'emprise qui lui a été réservée. De plus, tout le long du canal les berges sont fortement érodées.

Solution: bassins de rétention (sec ou en eau) à l'amont(pour cause d'espace) et les autres techniques sont exclues car basées sur le principe de l'infiltration ce qui peut être préjudiciable aux bâtiments érigés dans la zone.

- la nature du sol: le sol est apte à recevoir toutes les solutions.
- le rôle de l'ouvrage: nous savons que le marigot de Zogona est l'un des principaux affluents qui alimentent le cours d'eau le Massili et partant, le fleuve NAKAMBE. Ainsi, nous ne pouvons nous permettre d'installer un bassin en eau à l'amont qui réduira considérablement les apports en eau dans le NAKAMBE. Nous sommes aujourd'hui confrontés à d'énormes problèmes d'alimentation en eau potable, et à défaut d'une étude économique, nous pensons qu'il est plus profitable de donner de l'eau à boire que de la stocker à d'autres fins qui ne peuvent être dans ce cas précis que la baignade, le musée écologique, l'esthétique, eu égard au rôle réservé à la zone concernée(zone d'activités diverses conformément au plan n°01)et au volume d'eau

stockée pour lequel l'installation d'une station de traitement et de pompage est illusoire.

Solution : bassin de rétention à sec.

D'après cette analyse, le bassin de rétention à sec a été le plus coté. Donc nous proposons la construction d'un bassin de rétention "à sec" a l'amont du canal. Cette solution a aussi l'avantage de permettre d'utiliser le bassin comme terrain de sports, aire de jeux ou de loisir par temps sec.

2.6 JUSTIFICATION HYDROLOGIQUE ET HYDRAULIQUE DU BASSIN DE RETENTION :

2.6.1 JUSTIFICATION HYDROLOGIQUE ET EMPLACEMENT DU BASSIN DE RETENTION

Sur le plan n°01 "carte des bassins versants", nous remarquons que le sous-bassin n°1 n'est pas traversé par un tronçon du canal car toute la zone concernée par ce sous-bassin est prévue comme zone d'activités diverses. Donc toute l'eau qu'il draine se déverse dans le tronçon B du sous-bassin n°2, ce qui conduit à un gros débit(38 m³/s) d'où de grandes dimensions des tronçons aval du canal.

La superficie du sous-bassin n°1 et du sous-bassin n°2 est égale à 257,4 ha, soit environ 25% de la superficie totale du bassin versant global.

Par conséquent, la situation hydrologique permet bien l'installation du bassin de rétention dans le tronçon B du marigot, ce qui permettra de réguler le débit à l'aval et diminuer ainsi les dimensions du canal, principalement la largeur.

Nous avons retenu le tronçon B pour abriter le bassin de rétention car il gênera moins à cet endroit, étant donné que toute la partie amont est une zone réservée à des activités diverses (voir plan n°01). Aussi, plus on avance vers l'aval, plus les débits à drainer sont forts, ce qui entraînera la construction d'un très grand bassin de rétention si on l'installe à l'aval du tronçon B. De plus, l'aval est une zone très habitée avec à certains endroits des infrastructures importantes telles que le pont CHARLES de GAULLE, l'Université, la RN4,... qui méritent de ne pas être perturbées par d'autres installations.

2.6.2 JUSTIFICATION HYDRAULIQUE

2.6.2.1 Données de base

Toutes les données de base de la première variante du projet à savoir la construction d'un canal en béton armé "sans bassin de rétention" seront reconduites conformément aux vœux du postulant de l'étude, GTAH, mais aussi parce que la construction du bassin de rétention est la conséquence de la première variante qui servira de base de comparaison.

Cependant, nous formulerons quelques observations sur certains paramètres.

a) Le coefficient de ruissellement

Est un élément déterminant de tout projet d'assainissement. Le coefficient de ruissellement C mesure l'importance des pertes à l'écoulement des eaux dans le bassin versant (Alain MOREL, op. cit. Page 60). Les différents types de pertes sont: l'évaporation, l'interception de l'eau par la végétation, l'infiltration, la rétention en surface etc.

Ce coefficient exprime donc le rapport du volume d'eau qui ruisselle sur une surface donnée au volume d'eau tombé sur elle pendant un temps donné :

$$C = P_{\text{net}} / P.$$

Pour un secteur hétérogène comportant par exemple des surfaces revêtues, des talus engazonnés,

$$C = \frac{\sum_{i=1}^n C_i A_i}{\sum_{i=1}^n A_i}$$

Il est souvent une source importante d'erreur car il n'existe aucune méthode précise pour son estimation.

Dans la littérature, nous trouvons de différentes valeurs du coefficient de ruissellement, mais elles y diffèrent souvent d'un auteur à un autre et concernent généralement les bassins versants européens.

Nous donnons ici un exemple de divergence entre :

- les valeurs usuelles du coefficient de ruissellement données par B. CHUZEVILLE, *Hydrologie tropicale et appliquée en Afrique subsaharienne*, Ministère de la coopération et du développement, PARIS 1990;

- les valeurs "prudentes" du coefficient de ruissellement données par R. BOURRIER, *les réseaux d'assainissement, LAVOISIER, PARIS 1991 p 101* et le tableau des coefficients de ruissellement moyens p 508 et 509;

- les coefficients de ruissellement pris par GTAHA selon la classification d'usage (schéma de développement et d'aménagement urbain Bobo Dioulasso);.

Désignation des zones	Valeurs du coefficient de ruissellement C					
	B. CHUZE-VILLE	B. BOURRIER				GTAHA
		p. 508 et 509			p. 101	
		(1)	(2)	(3)		
zone spécifique de l'Aérodrome		0,15	0,3	0,45		0,25
zone urbaine normale						0,50
surfaces asphaltées	0,90					0,90
pavages à large joints		0,55	0,60	0,70	0,60	
voies en macadam		0,50	0,60	0,80	0,35	
allées en gravier	0,20	0,30	0,35	0,45	0,20	
surfaces boisées	0,05	0,05	0,10	0,15	0,05	

(1) sols sableux, graveleux et très perméables

(2) terrains ordinaires courants

(3) sols argileux, rocheux, peu perméables.

A défaut de mesures expérimentales permettant de connaître avec une certaine précision les valeurs de C, l'exemple du tableau ci-dessus nous incite à prendre les valeurs de C données par la littérature avec beaucoup de prudence. De plus, si dans la formule de débit de CAQUOT adaptée aux conditions africaines,

$$Q = 996 C I^{0,188} A^{0,85} (L/(4A)^{0,5})^{-0,3},$$

on appréhende assez correctement l'aire A et la longueur hydraulique L, et si une imprécision sur la pente I n'entraîne qu'une erreur relative moindre du fait de son exposant faible, le coefficient C lui, influe directement. Il en est de même d'ailleurs quelle que soit la formule utilisée. En définitive, la précision du résultat dépendra essentiellement de l'exactitude avec laquelle on aura pu estimer la valeur du coefficient C.

Par conséquent, il est plus prudent de prendre des valeurs de C adoptées pour des études de projets antérieurs semblables effectuées dans la même zone que le présent projet, et qui ont donné de résultats satisfaisants.

b) Le choix de la période de retour T

La période de retour T ou temps de récurrence est le nombre d'années au cours duquel, en moyenne, un débordement du réseau survient une fois seulement :

$$T = 1/F = m/n$$

avec :

- F = fréquence
- n = nombre d'années d'observation
- m = nombre de fois l'averse-type

Le choix de T se pose généralement en terme d'incidence financière.

En effet, le coût de la construction et d'entretien du canal est à comparer avec le risque économique que représente un débordement du réseau.

Le schéma de principe exposé par Alain MOREL op. cit. Page 68 que nous reprenons à la figure 2 montre que quand la période de retour T choisie augmente, le coût de l'assainissement augmente aussi. Mais, dans le même temps, le coût statistique des dommages associés au risque d'inondations diminue puisqu'une plus grande période de retour signifie une protection accrue. Il s'ensuit qu'il existe théoriquement un choix optimal de T, correspondant au minimum du coût total (coût de l'assainissement + coût des dommages). En l'état actuel des connaissances sur l'évaluation du coût des dommages en fonction du risque hydropluviométrique, il est cependant illusoire d'apporter une justification économique au choix de la période de retour T.

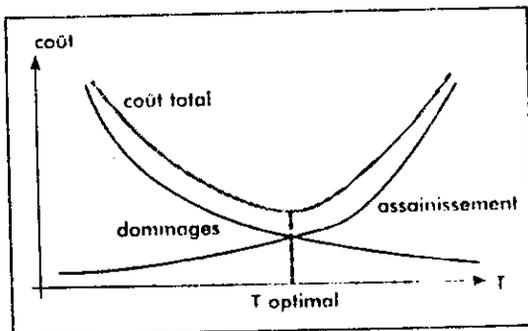


figure 2 : Coût des dommages, coût de l'assainissement pluvial et protection optimale.

Donc, le choix de T se fonde surtout sur l'expérience des situations semblables vécues.

c) Le revêtement du bassin

Etant donné que nous n'avons pas étudié le bassin de rétention pour une fonction autre que celle de réguler le débit à l'aval, nous préconisons l'utilisation de la maçonnerie de moellons pour sa construction. Le perré de 20 cm d'épaisseur sera posé sur une couche de 5 cm de béton maigre dosé à

250 kg/m³ et les éléments du perré seront noyés dans un mortier riche dosé à 400 kg/m³.

Afin de permettre la recharge de la nappe phréatique et d'amoinrir le coût du projet, nous avons songé dans un premier temps au gabion. Mais cette solution a l'inconvénient de ne pas être durable, du moins dans le contexte africain. En effet, plusieurs ouvrages où le gabion a été utilisé ont cédé, du fait : de la mauvaise qualité du fil galvanisé qui constitue la cage, de l'utilisation des fils de diamètre inférieur à celui requis par la norme, de l'utilisation de pierres de dimensions trop petites souvent inférieures à la maille du gabion, de l'arrachage des cages ou des pierres par les populations, etc.

A cela s'ajoute le manque d'entretien régulier. Nos Etats attendent toujours l'amplification des dégâts, voire même la rupture de l'ouvrage avant d'intervenir, ce qui entraîne souvent un budget de réparation plus élevé que le montant de l'ouvrage lui-même.

Le béton armé est une solution définitive, mais elle a l'inconvénient d'être très chère.

Eu égard à ces situations, l'utilisation de la maçonnerie de moellons, semble à notre avis être la meilleure solution car elle a l'avantage d'utiliser des matériaux locaux et une main d'œuvre locale. Cette solution a donné de bons résultats tant en assainissement qu'en barrage, en hydraulique routière et fluviale etc., à condition que la mise en oeuvre soit bien effectuée et que l'étanchéité soit bien assurée.

d) La formule utilisée pour la détermination des crues du projet

La formule recommandée à cet effet qui est celle de CAQUOT et s'écrivant sous la forme monôme

$$Q = K C^m I^n A^p$$

et définie au paragraphe 154b, est une formule dérivée de la formule rationnelle

$$Q_p = C I A$$

où :

- Q_p = débit de pointe de la crue en m³ / s
- C = coefficient de ruissellement
- i = intensité de la pluie en m/s
- A = superficie du bassin en m²

Suite à de nombreuses critiques qu'a suscitées cette formule (constance de l'intensité de l'averse et du coefficient de ruissellement, décomposition grossière des aires élémentaires...), CAQUOT a apporté des améliorations.

L'essai d'adaptation à l'Afrique Tropicale de L. LEMOINE et C. MICHEL est effectué dans le but de déceler les causes des anomalies constatées dans les réseaux d'assainissement existants en Afrique et de proposer si possible des améliorations aux méthodes d'investigation et de calcul habituellement utilisées.

A partir des résultats des essais expérimentaux sur des bassins versants de NIAMEY et après amélioration, L. LEMOINE et C. MICHEL ont abouti à la formule de CAQUOT adaptée à la zone Sahélo-Soudanienne :

$$Q(F) = \frac{1000 \cdot a}{9 \cdot 1,1^b} \cdot C \cdot I^{3b/8} \cdot A^{(0,95-0,2b)} \cdot \left(\frac{L}{2\sqrt{A}} \right)^{-0,3}$$

Les valeurs de débit que donne cette formule sont un peu faibles à cause de l'influence du coefficient de ruissellement C, mais elles sont acceptables puisqu'elles s'approchent plus de celles observées sur place. Les auteurs de l'étude les considèrent comme une limite inférieure du débit de crue décennal, car la méthode tend à surestimer l'effet d'écrêtement de la crue dû à la capacité de stockage du réseau. Au contraire, la méthode rationnelle conduit à des débits plus élevés puisqu'elle néglige l'effet d'écrêtement. C'est pourquoi L. LEMOINE et C. MICHEL ont repris par cette méthode l'analyse du problème et ont abouti à :

$$Q(l/s) = (1000/6) \times 12^b \times a \times C \times I^{b/2} \times L^{-b} \times A^{0,95}$$

avec L = longueur du plus long chemin hydraulique(en hm), I en m/m, A en ha.

Pour la zone Sahélo-soudanienne, la formule devient :

$$Q(l/s) = 4330 \cdot C \cdot I^{0,25} \cdot L^{-0,5} \cdot A^{0,95},$$

valable pour un temps de concentration jusqu'à 90 minutes ce qui correspond pour le bassin aux longueurs suivantes :

penne 0.005, L = 130hm

penne 0,015, L = 75hm

ce qui implique un large domaine de validité.

Les valeurs qu'elle donne s'approchent un peu plus encore de celles estimées expérimentalement. Toutefois, les deux formules dérivées de CAQUOT et de la rationnelle, donnent des résultats sensiblement proportionnels.

A notre avis, les deux méthodes doivent être utilisées pour la détermination des crues du canal de ZOGONA pour la fréquence décennale mais aussi pour une fréquence inférieure et de comparer les quatre résultats en adjoignant les risques économiques de chacun.

Outre ces méthodes déterministes ou hydrométriques qui comprennent aussi la méthode de l'hydrogramme unitaire et qui sont les plus utilisées en Afrique, on distingue d'autres méthodes pour la détermination des crues telles que la méthode historique, la méthode des courbes enveloppes, les méthodes statistiques, les méthodes spécialement mises au point pour les petits bassins versants en Afrique (méthode RODIER-AUVRAY, méthode ORSTOM, méthode CIEH), etc.

2.6.2.2 Rappels des données de base

a) Le coefficient de ruissellement

- zone spécifique de l'Aérodrome	C = 0,25
- zone urbaine normale	C = 0,50
- surfaces asphaltées	C = 0,90

b) La durée de retour T = 10ans

c) Formule de détermination de crue :

$$Q(F) = \frac{1000 \cdot a}{9 \cdot 1,1^b} \cdot C \cdot I^{3b/8} \cdot A^{(0,95-0,2b)} \cdot \left(\frac{L}{2\sqrt{A}} \right)^{-0,3}$$

avec

Q = débit de crue en m³/s

C = coefficient de ruissellement

I = pente moyenne du bassin versant (m/m)

A = superficie du bassin versant (ha)

L = longueur hydraulique (hm)

$\left(\frac{L}{2\sqrt{A}} \right)^{-0,3}$ = facteur correctif lié à l'allongement du bassin versant.

a et b = coefficient de MONTANA

Q(1 an) : a = 5,6 et b = 0,50

Q(10 ans) a = 9,4 et b = 0,50

2.6.2.3 Calcul du volume du bassin

Il existe plusieurs méthodes de dimensionnement des bassins de rétention:

* La méthode des pluies :

A partir de la courbe "hauteur-durée-fréquence", qui se déduit de la courbe "intensité-durée-fréquence" par la relation :

$H(t, T) = i_M(t, T).t$ et la droite de vidange $H_s(t)$ de pente q_s , le volume dans la retenue est égale à :

$$V_s(q_s, q_M, T) = 10.DH_M.A.C_a$$

où : V_s est en m^3 , DH_M en mm et A en ha ; avec :

- $q_s = Q_s / (C_a.A) =$ débit spécifique d'évacuation constant de la retenue,
- $Q_s =$ débit total de vidange(ou d'évacuation) constant,
- $C_a.A =$ surface active dont les eaux de ruissellement sont collectées par la retenue,
- $DH_M =$ hauteur maximale à stocker dans la retenue obtenue graphiquement,
- $H_s = q_s.t =$ tranche d'eau évacuée en fonction du temps t,
- T = période de retour,
- $C_a =$ coefficient volumétrique ou d'apport.

En déterminant analytiquement DH_M , V_s devient :

$$V_s = 10 \times (-b \times q_s) / (1+b) \times [q_s / a(1+b)]^{1/b} \times A \times C_a$$

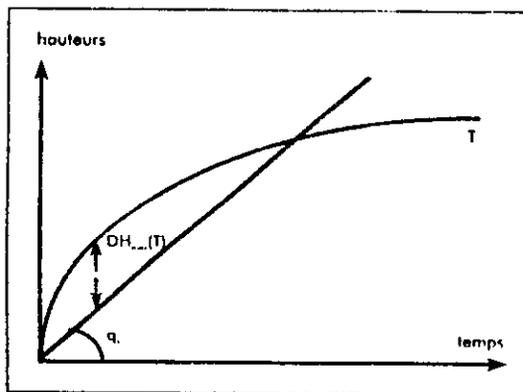


figure 3: schéma de dimensionnement d'un bassin de rétention par la méthode des pluies.

* La méthode des volumes

On détermine expérimentalement la variable $DH_M(q_s, T)$ et on établit les courbes empiriques "stockage-évacuation-fréquence".

Pour un débit d'évacuation donné, le calcul du volume nominal est effectué par la relation :

$$V = 10.A.C_a.DH_M, \text{ avec } V \text{ en } m^3 ; A \text{ en ha ; } DH_M \text{ en mm.}$$

Ces deux méthodes s'appliquent aux retenues de faible importance, collectant les eaux de petits bassins versants (toitures, places, aires de stationnement) d'une superficie inférieure à 1 ou 2 ha (Alain MOREL A L'HUISSIER op. cit. pages 100, 101 et 102)

* La méthode des débits (R. BOURRIER op. cit. Page 141)

Le principe est le même que pour le calcul du ruissellement, c'est à dire basé sur la relation pluie-débit et l'intégration mise en charge-décharge de vidange.

Si on considère une pluie de projet et un hydrogramme, le volume à l'exutoire à l'instant t , où est situé le bassin, est égal à la courbe des débits cumulés (figure 4). Le volume ruisselé V_s est égal à l'aire de l'hydrogramme de ruissellement, c'est à dire la partie non hachurée.

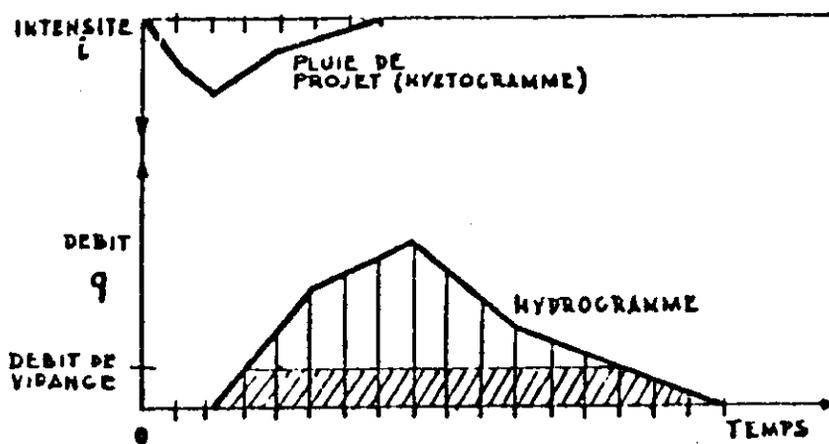


figure 4: relation pluie-débit et mise en charge-décharge.

* La méthode de Soil Conservation Service, Departement of Agriculture (SCS) p. 360

La forme de l'hydrogramme est supposée triangulaire (voir figure n°5 de la page suivante).

Soit:

- t_m = temps de montée = $t_r/2 + 0,6.t_c$
- t_l = lagtime ou temps de réponse du bassin qui mesure le décalage dans le temps entre le centre de gravité du hyétogramme entrant et celui de l'hydrogramme sortant = $0,6t_c$
- t_r = durée de l'averse
- t_c = temps de concentration du bassin
- T = temps de base
- Q_p = débit de pointe en m^3/s

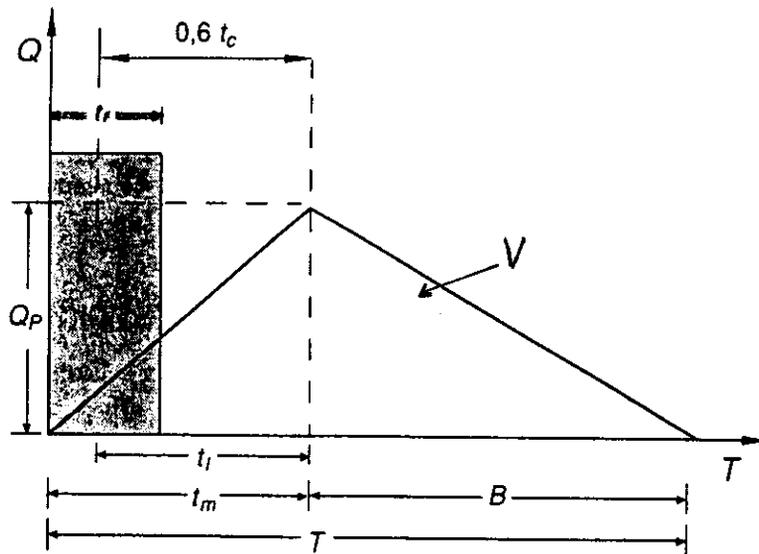


Figure 5: hydrogramme SCS

Le volume ruisselé:

$$V = Q_p \times t_m / 2 + (Q_p \times B / 2) (t_m + B) \quad \text{avec } B = 1,67t_m$$

C'est cette méthode que nous avons utilisé pour le dimensionnement de notre bassin de rétention car elle ressemble beaucoup à la méthode des débits, avec l'avantage de surestimer par rapport à cette dernière, le débit ruisselé, ce qui va dans le sens de la sécurité de l'ouvrage projeté. De plus, A. MOREL A L'HUISSER soutient la même théorie, dans les hypothèses H₁ et H₂ suivantes:

- "H₁ : le hydrogramme entrant est rectangulaire. Il correspond à la forme de celui pris en compte dans l'hypothèse de la formule rationnelle: l'intensité est maximale sur le temps de concentration t_c du bassin versant (l'hypothèse de la formule rationnelle);
- H₂ : la surface active du bassin croît linéairement jusqu'à la surface totale A.

Dans ce cas l'hydrogramme obtenu à l'exutoire par le modèle du réservoir linéaire est un triangle isocèle et l'on montre aisément que le lagtime est égal dans ce cas à la moitié du temps de concentration " (voir figure n° 6 ci-dessous).

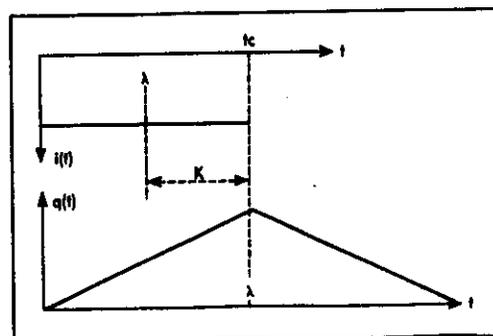


Figure 6: illustration du lagtime dans un cas particulier simple (hypothèse de la formule rationnelle).

Nous remarquons ici que le temps de base est le double du t_c , ce qui montre une fois de plus que la formule que nous utilisons renforce la capacité du bassin, car le temps de base par la méthode SCS est plus grand que celui défini à la figure n°7.

1) Calcul du temps de concentration T_c

Il existe une multitude de formules dont entre autres :

- Formule de KIRPICH (purement empirique):

$$T_c = 1/52 \times L^{1,15}/H^{0,38}$$

Avec : L = longueur hydraulique en mètre

H = dénivelée de la longueur hydraulique en mètre

T_c en minutes

- Formule de MOCUS (cf cours d'hydrologie de Monsieur DIOP Ibrahima Doctorant EIER)

$$T_c = t_l/0,6 \quad \text{avec } t_l = \text{lagtime en mn}$$

- Formule de VENTURA (voir cours d'hydrologie de Mr DIOP Ibrahima Doctorant EIER)

$$T_c \text{ (en mn)} = (\sqrt{s} / \sqrt{I}) \times 76,30$$

Avec : S = superficie du bassin versant en km²

I = pente moyenne du bassin versant en %

Mais les conditions de validité ne sont pas données

- Formule de DEBORDES (1974) réajustée par SIGHOMNOU (1986) pour l'AFRIQUE (A. MOREL A L'HUISSIER op. cit. Pages 66 et 79)

$$T_c \text{ (mm)} = 0,34m^{0,84} \times I^{-0,41} \times A^{0,507} \times Q_p^{-0,287}$$

où :

- I = pente moyenne selon le plus long chemin hydraulique L en m/m

- Q_p = débit de pointe en m³/s

- A = superficie du bassin versant en ha < 200 ha

- m = coefficient = M/2 et M = L/√A

- L = longueur hydraulique en hm.

$$\text{Soit } M = 17,90 / \sqrt{257,40} = 1,116$$

$$T_c = 0,34(1,116/2)^{0,84} \times (0,0078)^{-0,41} \times (257,4)^{0,507} \times 38^{-0,287} = 8,95$$

$$T_c \approx 9 \text{ mn}$$

- Formule de CAQUOT adaptée à l'Afrique tropicale par L.LEMOINE et C. MICHEL op. cit. Page 21.

$$T_c \text{ (mn)} = 1,1A^{0,20} I^{-0,375}$$

$$\text{Soit: } T_c = 1,1(257,4)^{0,20} \times (0,0078)^{-0,375} = 20,60 \text{ mn}$$

Nous prenons $T_c=20\text{mn}$, ce qui est vraisemblable car d'après A. M. A L'HUISSIER op.cit. page 78, les temps de concentration des bassins versants urbains sont souvent très inférieurs à 1 heure. De plus cette valeur est obtenue par une formule adaptée pour l'AFRIQUE par l'étude CIEH/EIER qui a proposé aussi la formule que nous avons retenue pour la détermination des crues.

- Formule SCS

- Détermination de la durée de l'averse t_r

Dans la pratique, on prend t_r compris entre $t_c/3$ et $t_c/5$.
Considérons $t_r = t_c/3$, soit $20/3 = 7 \text{ mn}$.

- Calcul du temps de montée t_m

$$t_m = t_r/2 + 0.6 \cdot t_c = 7/2 + 0.6 \cdot 20 = 15,5 \text{ mn arrondi à } 16 \text{ mn.}$$

- Détermination de B

$$B = 1.67 t_m = 1.67 \cdot 16 = 27 \text{ mn}$$

- détermination du temps de base T ou T_b

$$T = t_m + B = 16 + 27 = 43 \text{ mn}$$

Ce qui donne un hydrogramme semblable à celui de la figure n°6.

2/ Calcul du volume ruisselé V

$$V = Q_p \cdot T_m / 2 + Q_p \cdot B / 2 = 60 \cdot (38 \cdot 16 / 2 + 38 \cdot 27 / 2) = \underline{49\ 020 \text{ m}^3}$$

3 / Détermination des dimension du bassin

- Forme du bassin

Pour des raisons esthétiques parce qu'il est placé en plein centre ville, la forme du bassin de rétention sera trapézoïdale .

De plus, cette forme permet d'accéder facilement de n'importe quel coté vers le fond de ce dernier sans pour autant passer par les ouvrages d'accès, à cause des parois à pente douce que nous avons adopté. en cas de chute de personne ou d'animal par exemple, ces parois peuvent freiner la chute, contrairement aux parois verticales où la personne atteindra directement le fond.

Les études géotechniques ont donné des angles de frottement interne variant entre 16 et 21°. Pour assurer la stabilité des talus, l'angle d'inclinaison doit être inférieur à cette valeur. Mais compte tenu du revêtement maçonnerie de moellons du bassin, qui assure une sorte de

protection, nous proposons une pente de 2 (H)/1 (V) soit un angle d'environ 27 °.

- Calage du radier

Pour des considérations topographiques et le maintien de certains ouvrages existants, nous calons le radier à la cote de 299,36, ce qui correspond à une hauteur maximale du bassin H=4,52m

- Dimensions du bassin

Soit la section droite ci-après représentant la coupe transversale schématique du bassin de rétention. Pour une pente p 2H/1V, une hauteur H=4,52m et une largeur au niveau du terrain naturel, a = 70 m, la largeur du radier est a' = 51 m.

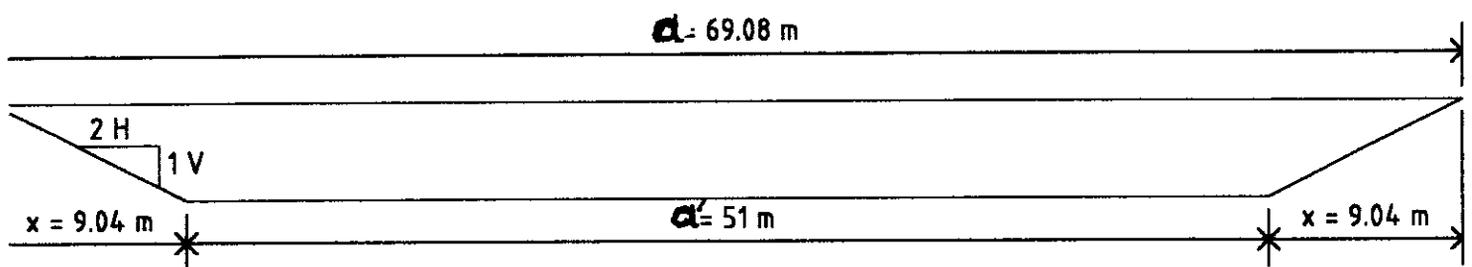


Figure 7: Section droite du bassin de rétention.

Ces dimensions donnent la vraie valeur de a = 69.08m.

On sait que le volume d'un solide à bases parallèles rectangulaires est :

$V = h/6[(2a+a') b+(2a'+a)b']$ cf DEGREMONT, *Mémento technique de l'eau*, DEGREMONT, Paris, 1978.

Soit pour notre bassin

$$V = 49\,020 \text{ m}^3 \quad h = 4.52\text{m} \quad a' = 51 \text{ m}$$

a = 69.08m; d'après la figure 7, a = a'+18,08. Donc, b = b'+18,08

- $V = 4.52/6[(2 \times 69,08 + 51)(b' + 18,08) + (2 \times 51 + 69,08)b']$ Soit b'=171,13 m, et b = b'+18,08 = 171,13+18,08 = 189,21 m.

A cause de dispositions constructives et compte tenu des contraintes de terrain, il est plus profitable de prolonger le bassin à l'aval jusque vers le dalot de la rue 30-43, au lieu de construire un tronçon de canal. Ce qui nous a amené à prendre b=210 m et b'=192 m. Les dimensions de a et de a' sont maintenues telles quelles pour l'éventualité d'une seconde fonction du bassin (aire de jeux, terrain de sports...).

• Dimensions définitives

- b' = 192m
- b = 210m
- a' = 51m
- a = 69m
- H = 4,52m
- P = 2H/1V
- cote du radier = 299,36m

C/Courbe hauteur-Surface du bassin de retenue

Cette courbe est nécessaire pour l'utilisation du logiciel CERES que nous allons utiliser pour le calcul de l'évacuateur de fond et du déversoir. Pour une hauteur d'eau dans le bassin H_i , la surface correspondante est :

$$S_i = (l_i l + 4h_i) * (l_i l + 4h_i)$$

Tableau 8: Courbe hauteur-surface du bassin de rétention

Hauteurs h_i (m)	Surface S_i (m ²)
00	9792
1.00	10780
2.00	11800
3.00	12852
4.00	13936

d/Calcul de la section de l'ouvrage d'évacuation de fond

Nous avons utilisé la formule de déversoir suivante:

$$Q = ms \sqrt{2g * h}$$

- où : .m = coefficient de débit = 0,60
- .s(m²) = Section d'écoulement de l'ouvrage
- .h(m)= hauteur d'eau au dessus de l'orifice
- .g = accélération de la pesanteur

Nous avons choisi de faire un dalot double de 2 x 2,50 x 0,70 m, soit une section $S=3,50$ m². La hauteur de 0,70m nous paraît petite compte tenu d'éventuelles défections qui peuvent amener un homme à rentrer à l'intérieur du dalot pour les réparations. Mais cette hauteur nous a été imposée par la topographie du terrain. C'est limite comme hauteur, car la réglementation recommande 0,60m comme limite inférieure.

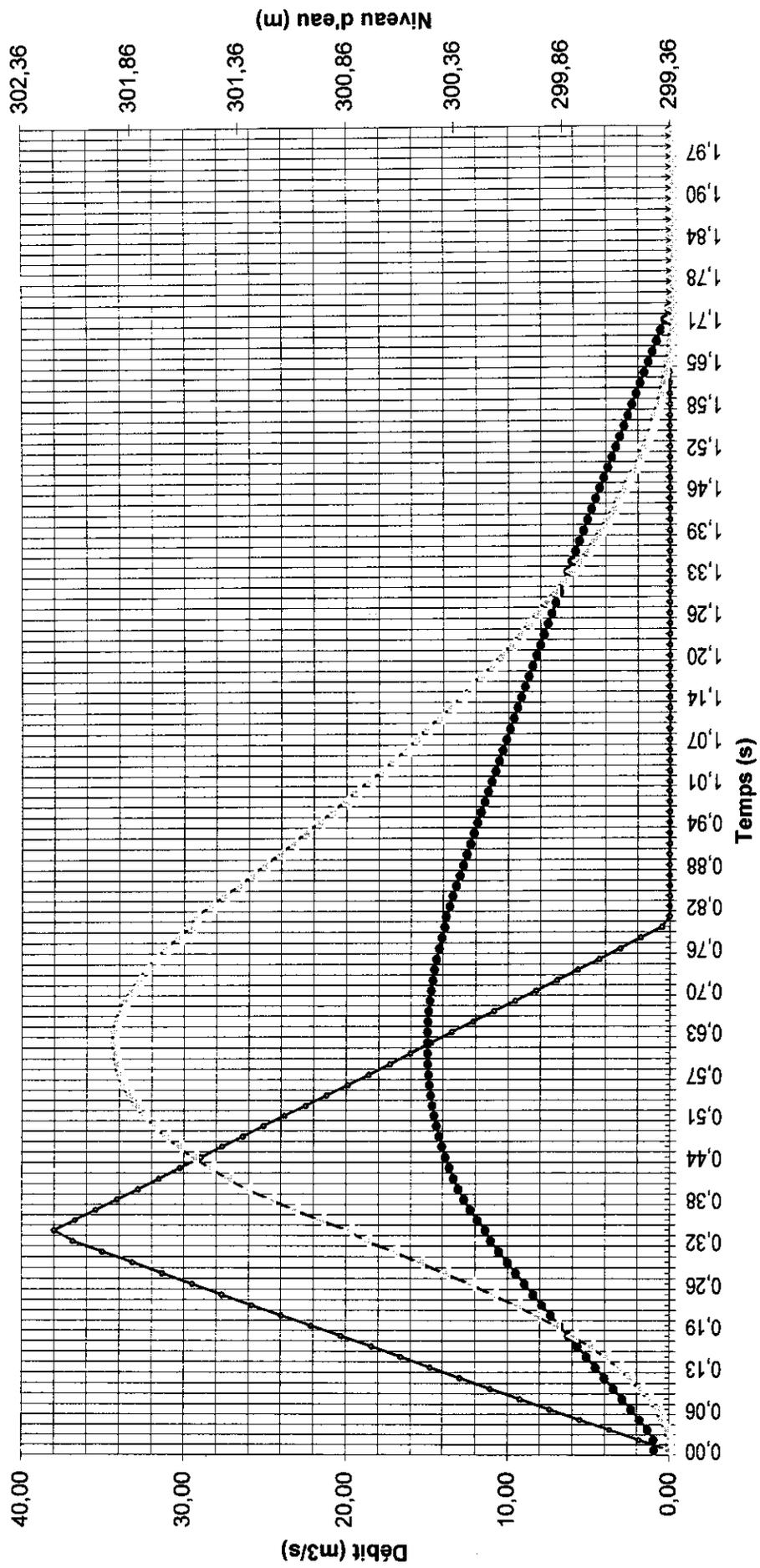
A l'aide de la courbe hauteurs-Surfaces, de l'hydrogramme de crue du bassin, nous avons utilisé le logiciel CERES pour étudier l'effet du laminage par la méthode informatique.

Les résultats donne un débit d'eau évacué ou sortant Q_s égal à 14.91 m^3/s que nous arrondissons à 15 m^3/s .

Le coefficient de laminage $\beta = Q_e/Q_c = 15/38 = 39\%$. C'est un bon résultat et on peut d'ailleurs le voir sur la courbe de la page suivante. De plus, il se situe dans la plage admise pour la zone sahélienne ($22\% < \beta < 60\%$) cf Jean Maurice DURAND, Polycopié *Petits barrages pour l'équipement rural en AFRIQUE*, EIER, Ouagadougou, Janvier 1996.

Nous donnons à la page suivante la forme de l'hydrogramme entrant et sortant. Les résultats de calcul se trouvent en annexe V. Donc la section de l'évacuateur de fond de (2x2,50x0,50m) est suffisante.

ETUDE DU CANAL DE DRAINAGE DES EAUX PLUVIALES DE ZOGONA Laminage de la crue



Débit entrant
 Débit sortant
 Cote d'eau au dessus du déversoir 1

Nous signalons qu'il existe aussi la méthode dite du " coefficient x^0 " ou la méthode EIER/CIEH dont la modélisation utilise des schémas qui ont une validité limitée dans le cas de très forts laminages. Aussi, le coefficient de laminage est à déterminer sur des abaques et la précision du résultat dépend de la façon avec laquelle on manipule ces abaques.

Il y a aussi la méthode de l'épure de BLACKMORE qui donne les résultats graphiquement d'où risque d'erreurs aussi.

e) Calcul du déversoir de sécurité

Nous avons proposé un déversoir frontal à crête épaisse (ou à large seuil ou encore à seuil épais)dont le parement aval guide la nappe(seuil déversant).

Notre choix s'est porté sur ce type de déversoir car il est généralement utilisé pour l'évacuation de gros débits (évacuateurs de crues).

Dans un premier temps, nous avons fixé la longueur de déversement à 40 m. La cote de la crête du déversoir est imposée par le dalot de la rue 30-43 qui est placé assez haut. Cette situation nous impose une cote de calage de 303,38 m. Avec une revanche de 0,20 m, la hauteur maximale de la lame d'eau est de 0,22 m car la cote du terrain naturel à cet endroit est de 303,80 m.(voir plan n°01-1: vue en plan du bassin de rétention joint en annexe XIV).

Pour la crue décennale du projet, l'assimilation par le logiciel CERES donne des débits à évacuer par le déversoir qui sont nuls (voir fiche de calcul en annexe VI).

Donc la longueur de notre déversoir est suffisante pour écrêter la crue décennale, voire même des crues plus importantes qu'elle.

Nous rappelons la loi du débit des déversoirs frontaux :

$$Q = mL\sqrt{2gh}^{3/2}$$

avec :

- Q = débit de crue en m^3/s
- m = coefficient de débit, fonction de la charge et de la forme du seuil
 $m = 0,39$
- L = longueur déversante en m
- $g = 9,81 m s^{-2}$
- h = charge sur le seuil en m.

2.6.2.4 Calcul des dimensions du canal à l'aval

a) Débits de dimensionnement des différents tronçons

Nous avons pris un débit de dimensionnement du bassin de rétention (tronçon B) égal à $38 \text{ m}^3/\text{s}$ donné par les calculs précédents (tableau 5).Ce tronçon a comme exutoire le tronçon C.

L'ouvrage évacuateur de fond a une capacité d'évacuation égale à $15 \text{ m}^3/\text{s}$

Donc nous avons :

- un débit entrant $Q_e = 38 \text{ m}^3/\text{s}$
- un débit sortant $Q_s = 15 \text{ m}^3/\text{s}$

D'où un débit stocké dans le bassin de rétention de :

$$Q_{ST} = Q_e - Q_s = 38 - 15 = 23 \text{ m}^3/\text{s}$$

Sans le bassin de rétention le débit qui rentre dans le tronçon C est de $45 \text{ m}^3/\text{s}$ (tableau 5).

Nous savons que le bassin de rétention stocke $23 \text{ m}^3/\text{s}$, donc son influence sur le tronçon C qui est son exutoire est de diminuer le débit de $45 \text{ m}^3/\text{s}$ de la valeur $23 \text{ m}^3/\text{s}$, ce qui donne un débit de dimensionnement du bief C de : $Q = 45 - 23 = 22 \text{ m}^3/\text{s}$

Tous les sous bassins sont concentriques, ce qui nous permet de poser l'hypothèse que : à chaque bief, le débit de dimensionnement est de proche en proche égal au débit de dimensionnement sans bassin de rétention moins le débit stocké dans le bassin ; ce qui nous donne le tableau suivant :

Tableau 9. Récapitulatif des débits de dimensionnement du canal

Tronçon	Débits $Q \text{ m}^3/\text{s}$	
	Sans bassin d'orage	Avec bassin d'orage
A		
B (BASSIN D'ORAGE)	38 (DEBIT ENTRANT)	15 (DEBIT SORTANT)
C	45	22
D	59	36
E	74	51
F	79	56
G	85	62
H	104	81
I	118	95

b) Dimensionnement des différents tronçons

La formule utilisée est celle de MANNING-STRICKLER:

$$Q = K_s I^{1/2} R^{2/3}$$

Avec : K_s = coefficient de rugosité de MANNING = 70 (canal en béton)

I = pente du canal = 2 ‰

S = section mouillée (m²)

R = rayon hydraulique (m)

Q = débit dans le tronçon (m³/s)

Nous avons fixé une hauteur uniforme $H = 2$ m (y compris la revanche de 0,20 m) pour tous les tronçons. Nous fixons une largeur B du canal et nous calculons le débit correspondant évacué, de façon itérative, jusqu'à ce que cette valeur soit égale ou très proche de la valeur du débit de dimensionnement. Nous vérifions aussi les conditions de vitesse V ($V < 5,00$ m/s), de pente ($I < I_c$ = pente critique).

La valeur de B doit être au moins égale à la largeur d'une rue afin de permettre la circulation d'engins pour l'entretien.

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau 10 de la page suivante où:

- PM = point métrique (m)
- Q = débit de projet (ou de dimensionnement)
- h = profondeur (m)
- m = fruit des berges
- I = pente du canal
- K_s = coefficient de rugosité
- B = largeur du tronçon de canal
- Y_2 = dénivelée entre le niveau horizontal et le fil de l'eau
- Y_1 = dénivelée entre le niveau horizontal et la berge du tronçon de canal
- S = section mouillée de tronçon du canal
- P = périmètre mouillé de tronçon du canal
- R = rayon hydraulique
- V = vitesse
- H = profondeur maximale de tronçon du canal
- Q = débit, ou capacité d'évacuation du tronçon de canal dimensionné.

c) Commentaires sur le tronçon I

La pente I change sur le tronçon I et devient égale à 0,56‰ qui est presque la pente du terrain naturel à cet endroit, car ce tronçon est la jonction avec l'écoulement naturel dans la forêt classée du barrage.

Tableau 10: Dimensionnement du canal

Revanche = 0.20 m
 Pente du fond P = 2.00 %
 Profondeur totale du canal = 2.00 m

Avec influence du bassin d'orage

Tronçon	Repère	P.M	Q Projet (m ³ /s)	h (m)	m	l o/oo	Ks	B (m)	Y2 (m)	Y1 (m)	S (m ²)	P (m)	R (m)	V (m/s)	H (m)	Q évacués (m ³ /s)	Profondeur critique Yc (m)	Pente critique Ic (‰)	
A	Départ projet	117																	
B	Bassin d'orage/Rue 30-81	379.5	22	1.80	1	2	70	3.50	0.04	1.97	9.35	8.49	1.10	2.35	2.00	31.2	1.41	2.48	
C	BABANGUIDA	765	36	1.80	1	2	70	4.20	0.04	1.96	10.56	9.17	1.15	3.41	2.00	36.3	1.73	2.86	
D	Ouvrage P1/Rue 14-39	1280	51	1.80	1	2	70	6.20	0.06	1.94	13.99	11.12	1.26	3.65	2.00	51.0	1.77	2.60	
E	Ouvrage P2/Rue 14-82	1705.31	56	1.80	1	2	70	6.90	0.07	1.93	15.18	11.80	1.29	3.69	2.00	56.2	1.77	2.53	
F	Ouvrage à projeter (BETT)/Rue 14-54 et 4-64	2341.04	62	1.80	1	2	70	7.7	0.08	1.92	16.53	12.57	1.31	3.75	2.00	62.1	1.78	2.48	
G	Ouvrage existant Charles De GAULLE	3079.01	81	1.80	1	2	70	10.40	0.10	1.90	21.06	15.20	1.39	3.85	2.00	81.9	1.79	2.33	
H	Ouvrage route de FADA/RN4	4224.54	95	1.80	1	0.55	70	24.60	0.25	1.75	43.67	29.00	1.51	2.18	2.00	95.0	1.26	1.46	
I	Fin projet	4554.13																	

2.6.2.5 Dispositions constructives

Pour assurer l'étanchéité des parois et du fond du bassin de rétention, et éviter les sous-pressions, nous préconisons d'utiliser sur toutes ces faces, du film polyane, jusqu'à 5 m au delà de l'emprise du bassin. Cette bande de 5 m constitue la protection des berges et servira à l'entretien.

Pour interdire l'accès du bassin à la population et éviter ainsi les accidents, un garde-fou sera aménagé autour du bassin.

Un caniveau de 2,50 m de largeur et 2,80 m de hauteur sera aménagé pour reprendre l'eau déversée par le déversoir et la canaliser vers le tronçon C. Ce caniveau qui joue le rôle de bassin de dissipation sera en béton armé dosé à 350 kg de ciment par m³. Le même dosage est retenu pour les deux murs bajoyers au niveau du déversoir.

2.7 COMPARAISON SOMMAIRE DES DEUX VARIANTES DU PROJET

Du point de vue débits: le débit stocké temporairement dans le bassin de rétention a conduit à obtenir de dimensions de canal moins importantes que pour la solution de base.

Variant entre 4,43 m et 41,50 m pour la solution de base c'est à dire sans le bassin de rétention, ces dimensions ont chuté et se situent entre 3,50 m et 24,60 m. Nous remarquons que la différence est très notable (voir tableau 6 et 10).

A partir de ces résultats nous avons établi les devis quantitatifs sommaires des deux variantes, ainsi que les devis estimatifs sommaires y afférents (voir annexes VII, VIII, IX pour la solution sans bassin de rétention et annexes X, XI, XII pour la solution avec bassin de rétention).

Là aussi, il y a une nette différence:

- la solution sans bassin de rétention s'élève à : UN MILLIARD DEUX CENT SOIXANTE DIX MILLIONS CINQ TRENTE TROIS MILLE CINQ CENT DIX FRANCS/CFA HORS TAXES (**1 270 533 510 F/CFA/HT**);

- et celle avec bassin de rétention à : UN MILLIARD SOIXANTE TROIS MILLIONS DEUX CENT TRENTE SIX MILLE NEUF CENT VINGT HUIT FRANCS/CFA HORS TAXES (**1 063 236 928 F/CFA/HT**);

d'où un gain en investissement de : DEUX CENT SEPT MILLIONS DEUX CENT QUATRE VINGT SEIZE MILLE CINQ CENT QUATRE VINGT DEUX FRANCS/CFA HORS TAXES (**207 296 582 F/CFA/HT**).

**3. CHAPITRE 3 : IMPACTS POSITIFS ET NEGATIFS DU
BASSIN DE RETENTION SUR L'ENVIRONNEMENT**

Il ne s'agit pas de faire ici une étude d'impact proprement dite sur l'environnement concernant le bassin, mais nous avons jugé utile de donner à ce chapitre à peu près la même dimension afin de le rendre fluide et facile à exploiter.

Nous n'insisterons pas beaucoup sur certaines parties et nous mettrons plutôt l'accent sur les impacts du bassin et la suite à leur réserver, conformément aux vœux de GTAH.

3.1 OBJECTIF DE L'ETUDE

La présente étude a pour but de décrire les impacts prévisibles (à court, moyen et long terme) du bassin de rétention à sec sur l'environnement et de proposer les mesures compensatoires ou d'atténuation, les mesures de suivi-évaluation.

3.2 CADRE ADMINISTRATIF ET JURIDIQUE

Les projets d'assainissement pluvial au BURKINA FASO relèvent du Ministère des Infrastructures, de l'Habitat et de l'Urbanisme.

Les textes et lois qui les régissent sont contenus dans :

- la stratégie nationale du sous secteur de l'assainissement au BURKINA FASO de janvier 1996,
- le code de l'environnement au BURKINA FASO (loi N°005/ 97/ ADP du 30 Janvier 1997),
- le code forestier au BURKINA FASO (loi N° 006/ 97/ ADP du 31 Janvier 1997),
- le code de l'eau,
- la réforme agraire et foncière au BURKINA FASO.

Il serait souhaitable aussi d'approcher les cadres du Ministère de l'Environnement et de l'Eau, ainsi que ceux de la Mairie pour recueillir leur avis et suggestions.

3.3 DESCRIPTION GENERALE DU PROJET

3.3.1 LOCALISATION ET CONTEXTE DU PROJET

Le site de l'implantation du bassin de rétention à sec se trouve au quartier Kalgondin de Ouagadougou.

Le bassin de rétention est une solution alternative à l'aménagement du canal primaire de drainage des eaux pluviales à Ouagadougou. Cet aménagement s'inscrit dans le cadre du troisième projet de Développement Urbain dénommé "Projet d'Amélioration des Conditions de Vie Urbaines" qui vise à l'amélioration socio-sanitaire et à la restauration de l'environnement au BURKINA FASO.

3.3.2 OBJECTIFS ET RETOMBÉES ATTENDUES

L'objectif du bassin de rétention à sec est de stocker les eaux de ruissellement pluviales provenant de l'amont et de les restituer à l'aval, à débit contrôlé, dans un canal. Du fait de leur séjour de quelques heures dans le bassin, les eaux se décantent et les matières en suspension se déposent sur le fond du bassin .

Les retombées attendues du bassin sont :

- la diminution des débits à l'aval, ce qui permet d'obtenir des dimensions réduites du canal situé à l'aval d'où un gain d'investissement;
- la diminution des déchets charriés et des matières en suspension qui sont retenus au niveau du bassin .

3.3.3 CARACTERISTIQUES TECHNIQUES DU BASSIN

Le bassin de rétention à sec à une section trapézoïdale dont les dimensions sont les suivantes :

- la profondeur : $h = 4,52\text{m}$,
- la largeur du radier: $a' = 51\text{m}$,
- la largeur au sommet ou au niveau du terrain naturel : $a = 69\text{m}$,
- la longueur du radier: $b' = 192\text{m}$,
- la longueur au sommet ou au niveau du terrain naturel: $b = 210\text{m}$,
- la pente $P = 2H/1V$.

Le bassin sera en maçonnerie de moellons et placé à l'amont du canal.

Le perré de 20 cm d'épaisseur est posé sur une couche de 5 cm de béton maigre et les éléments du perré noyés dans un mortier riche dosé à 400 kg de ciment par m^3 . Les eaux stockées parviendront au canal par l'intermédiaire d'un dalot double en béton armé de $2 \times 2,50 \times 0,70\text{m}$.

Un déversoir de sécurité de 40m de longueur dont la crête est calée à la cote 303,38m servira à évacuer les crues exceptionnelles dont les eaux reprendront le canal par l'intermédiaire d'un caniveau de 2,50m de largeur avec une pente de 5%.

3.3.4 JUSTIFICATION DU PROJET

Lors des investigations sur le site du canal de Zogona, il est apparu qu'un sous-bassin, notamment celui situé à l'amont du site réservé pour le bassin, n'est pas traversé par un tronçon de canal. De ce fait, toute l'eau qu'il draine vient se concentrer à l'entrée du tronçon de canal qui traverse le sous-bassin n°2. Il en résulte un débit élevé à l'entrée et par la suite dans tous les autres tronçons de canal à l'aval, ce qui conduit à des largeurs très importantes du canal (4,43m à 41.50m selon le tableau 6 de la page 19) et un coût très élevé de l'aménagement (1 270 533 510 F/CFA/HT).

Pour diminuer ces dimensions importantes, la solution alternative préconisée est la construction d'un bassin de rétention à sec dont les objectifs sont précisés au paragraphe 3-3-2

L'intégration de ce bassin au canal a réduit considérablement les largeurs de ce dernier et a engendré une diminution du montant correspondant aux travaux.

De plus, nous avons remarqué lors de nos visites sur les lieux, que l'emplacement actuel du bassin est en dépression naturelle et que presque toutes les ravines qui drainent les eaux à l'amont, viennent s'y converger.

3.3.5 DESCRIPTION DE L'ENVIRONNEMENT AVANT LA REALISATION DU BASSIN

Nous ne décrivons pas ici tous les paramètres, étant donné que certains ont été abordés dans le chapitre 1 du présent rapport. Nous mettrons l'accent surtout sur les paramètres essentiels.

3.3.5.1 Le sol

Le sol est fortement érodé avec beaucoup de ravines et de fossés qui servent de dépotoirs d'ordures et d'excréta.

L'emplacement du bassin même est une fosse naturelle créée par les eaux de ruissellement, mais agrandie par la population qui y extrait du sable.

L'étude géotechnique a montré qu'on a du limon sableux latéritique à l'amont du site et de l'argile latéritique kaolinisée à l'aval.

3.3.5.2 Végétation

Du fait de la forte érosion qui caractérise le site d'implantation du bassin, la végétation est quasi inexistante. On note à l'emplacement du bassin un seul grand arbre " le neem".

Aux alentours immédiats (exception faite des arbres qui sont dans les concessions) et sur le terrain réservé à la zone d'activités diverses, il n'existe que quelques arbres et arbustes en très faible densité.

Une maigre herbe pousse sur les monticules formées par les particules de sable transportées par le vent et l'eau.

3.3.5.3 Le cadre économique

A l'amont du bassin de rétention et dans le fossé où sera implanté le bassin, la population se livre à l'extraction du sable qui est devenu une source de revenu non négligeable.

Pendant la saison des pluies, l'eau stagnant dans le fossé sert à la fabrication des briques et à la construction des maisons, à l'abreuvement des animaux, à la lessive. L'herbe qui pousse sur les berges est broutée par les animaux.

A proximité du fossé, les riverains cultivent du mil, du maïs, de l'oseille... toujours pendant la saison des pluies.

En dehors de la ZAD, toute la zone est construite, sauf l'espace réservé pour le canal. Cependant, une école qui a déjà déménagé et trois (3) maisonnettes se trouvent à l'intérieur du site du bassin.

3.3.5.4 La santé dans la zone

La population de la zone se soigne dans les centres de santé publics les plus proches.

D'après nos entretiens avec la population concernée, les maladies les plus fréquentes sont: le paludisme, les maladies diarrhéiques, le rhume, la toux, la fièvre typhoïde, la méningite, les maladies de la peau, des yeux etc.

Ceci est confirmé par les statistiques sanitaires qui montrent que 20% des causes de consultations médicales au BURKINA FASO sont des affections transmises par les excréta. En 15 ans, le taux des consultations est passé de 4 à 13%.

Le taux de morbidité liée à l'eau s'est accru de 1969 à 1986 en passant de 7,6% à 11,9% et le taux de mortalité de 11,1% à 15,30% pour la même période (Source: HOPITAL YALGADO OUEDRAGO - Statistiques DEP Santé).

Les plus forts pourcentages de diarrhée ont été observés dans les secteurs n° 7 , 10 , 16 , 28 , 29 et 30 (Source: Hôpital YALGADO OUEDRAOGO période d'Octobre à Décembre 1987).

On constate que ces secteurs correspondent à des zones périphériques de la ville ou à des zones nouvellement aménagées non équipées ou très peu équipées en infrastructures d'assainissement (exemple les secteurs 29 et 30 qui appartiennent au bassin versant du canal de Zogona).

3.4 ETUDE ET ANALYSE DES IMPACTS DU BASSIN SUR L'ENVIRONNEMENT

3.4.1 PHASE DE CONSTRUCTION

3.4.1.1 Impacts sur le sol

L'effet sur le sol sera en général négatif, majeur, certain, direct, permanent et à court terme.

- L'impact positif est le frein à l'extraction du sable du fossé, au dépôt d'ordures et d'excréta, ce qui permet de maintenir un volume constant du fossé et d'améliorer les conditions d'hygiène dans la zone.

- Le bassin détruira le sol par son emprise et sa profondeur assez élevée.

- La destruction des trois maisonnettes portera préjudice à leur occupants.

3.4.1.2 Impacts sur la végétation

L'effet sera négatif, mineur:

- destruction d'un seul arbre et d'un maigre couvert végétal.

3.4.1.3 Impacts socio-économiques

- Création d'ouvrages de franchissement ou d'accès dans le bassin et à côté, ce qui n'existait pas avant, et les habitants de la zone sont obligés de fois de traverser le marigot pour atteindre une rive.

- Sur l'emploi, effet bénéfique majeur, immédiat, mais temporaire pour la main d'oeuvre locale engagée pour les travaux, avec utilisation des moellons comme matériau local.

- Sur les revenus, effet bénéfique temporaire et immédiat pour le personnel qui sera recruté, les petits commerçants, les restaurateurs de la zone, les locataires, du fait de l'installation du chantier.

- L'installation du chantier aura un impact important mais local, sur la densité de la population. En effet, le personnel travaillant sur le chantier peut ne pas être de la zone et vouloir y vivre pendant la durée des travaux, à cause de l'éloignement de son lieu habituel de résidence.

Il y a lieu de craindre des conflits avec les autochtones non seulement pour les postes de travail occupés, mais également pour l'intégration dans le nouveau milieu.

Il peut y avoir risque de transmission de maladies nouvelles à la zone, ou des maladies sexuellement transmissibles et du SIDA.

- Diminution des lopins de terre cultivables et "l'aire de pâturage", d'où un manque à gagner pour les exploitants.

- Effet négatif provisoire dû aux travaux pour le passage d'une rive à l'autre des riverains.

- Manque à gagner pour les vendeurs du sable, les fabricants de briques, les ramasseurs d'ordures qui utilisent le fossé naturel où le bassin sera installé.

- Sur la santé publique, risque d'apparition de toutes sortes de maladies dues au brassage de la population. Les travaux de terrassement sont si importants que la poussière qu'il vont générer est un danger pour la santé. Des éboulements des berges ou des talus peuvent subvenir et causer des accidents graves aux travailleurs, à la population ou aux animaux.

- L'impact sur le paysage sera sensible car le chantier est perturbant du fait des grands talus de sable formés, de la circulation et du bruit des gros engins de terrassement, de la poussière etc.

- Si une forte pluie survient pendant les travaux, risque de très graves dégâts dans le fossé, ainsi qu'à l'aval, tant sur les biens matériels, mais aussi sur la vie humaine et animale.

- Risque de destruction de la flore qui existe à l'amont autour des eaux stagnantes et de la faune à l'amont et autour du bassin qui se compose des oiseaux, des rongeurs, des reptiles. Ces animaux n'auront plus d'eau à boire du fait des comblements des ravines et des crevasses.

- Le recasement des personnes déplacées et les conséquences sur l'intégration du nouveau milieu d'accueil.

3.4.2 PHASE D'EXPLOITATION

3.4.2.1 Impacts du bassin de rétention sur l'eau souterraine et l'eau de surface

- L'eau que restitue le bassin dans le canal aval est moins chargée en débris et matières solides décantables (sable, argile...) du fait du maintien de ses derniers sur le radier du canal et par les systèmes appropriés (grilles, tamis...).

- La recharge de la nappe phréatique qui se faisait naturellement est compromise du fait de l'imperméabilisation du fond et des parois du bassin de rétention. Les puits et les forages qui se trouvent dans la zone risquent de sécher ou de voir leurs débits diminuer.

- Les sels minéraux dissous, les huiles, les graisses, les hydrocarbures, éventuellement les matières toxiques tous contenus dans l'eau de ruissellement et qui se déposaient sur les parois ou le fond des ravines naturelles iront maintenant directement dans le bassin de rétention, car les eaux y sont canalisées par des caniveaux revêtus. Ces eaux, de même que les eaux des concessions situées autour du bassin vont contribuer à la pollution de l'eau à l'aval du bassin.

3.4.2.2 Impacts de l'eau souterraine et de l'eau de surface sur le bassin

- Les fuites d'eau, souvent inévitables, le phénomène de renard, peuvent menacer gravement la survie même de l'ouvrage.

- Les sous pressions , en général défavorables à la stabilité de l'ouvrage sont à craindre.

- les eaux de ruissellement qui ont échappé aux collecteurs secondaires parviendront dans le bassin par ses berges, ce qui peut provoquer une érosion au niveau de ces berges, malgré la protection. Ceci est aggravé par l'action des rats et autres prédateurs qui creusent des galeries en dessous de l'ouvrage.

- L'accumulation au fond du bassin des matières minérales organiques, des sels minéraux dissous, des huiles etc. peut entraîner un dysfonctionnement de l'ouvrage évacuateur de fond; et si rien n'est fait, ces dépôts vaseux combleront progressivement le bassin, d'où une diminution de sa capacité de rétention. Ils peuvent aussi permettre la prolifération des végétaux aquatiques, des moustiques, des crapauds, des micro-organismes nuisibles pour la santé. Les croassements des crapauds constitue une gêne pour la quiétude des lieux.

- Quand la fine lame d'eau qui reste au dessus du dépôt vaseux est polluée, elle constitue un élément inesthétique et elle peut produire des mauvaises odeurs dues aux phénomènes chimiques ou biologiques.

- Le développement de la végétation sur les berges et sur le radier envasé du bassin peut conduire à des désordres sur la stabilité de l'ouvrage et dans son fonctionnement.

- Au niveau de l'arrivée d'eau des collecteurs secondaires vers le bassin, l'eau est en perpétuel mouvement, ce qui crée des vapeurs d'eau qui chargent l'atmosphère. Cette humidité d'air peut être néfaste pour la santé humaine. Le bruit engendré par le mouvement de l'eau peut être une gêne pour la population riveraine.

3.4.2.3 Impacts sur la santé publique

Outre les maladies hydriques liées directement à l'eau ou dues à la présence de l'eau (dracunculose, bilharziose, l'onchocercose, les maladies diarrhéiques, le paludisme etc.), l'implantation du bassin de rétention en plein centre urbain peut provoquer des accidents très graves (noyade des personnes et des animaux pendant l'évacuation de l'eau, chute libre de 4,52 m quand le bassin est sec, etc.)

3.4.2.4 Impacts socio-économiques

L'effet est majeur et durable.

- L'assainissement de la zone a permis de donner un cadre de vie meilleur à la population résidente. Si toutes les mesures d'entretien, de surveillance et de bon fonctionnement de l'ouvrage sont réunies, il n'y aura plus d'odeurs nauséabondes, des insectes, des inondations, des éboulements des berges du marigot avec leurs conséquences néfastes. Le taux des maladies hydriques va diminuer.

- L'érosion hydrique qui menaçait le lit du marigot mais aussi la zone d'étude toute entière, est atténuée du fait de l'installation du bassin de rétention et autres infrastructures associées (collecteurs secondaires, canal...).

- Désenclavement des deux rives du canal par la construction des rampes d'accès et d'ouvrages de franchissement.

- Création d'emploi pour assurer l'entretien, la surveillance et la gestion du bassin de rétention et des autres ouvrages.

- Le bassin de rétention sec peut être rentable économiquement, du fait de ses multiples fonctions. Outre le rôle qu'il joue en assainissement, on peut l'utiliser comme terrain de sport, aire de jeux, parking.

- Un manque à gagner notoire est à signaler:

- pour la population qui extrait le sable du lit du marigot et des zones situées à l'amont. Certaines familles ne vivent uniquement que de cette activité;
- pour les fabricants des briques qui utilisent l'eau du fossé où le bassin sera projeté;
- pour les ramasseurs d'ordures et les familles qui utilisent le fossé pour déposer les ordures. Avec l'implantation du bassin ils seront obligés d'aller très loin pour décharger;
- pour la frange de la population qui élève des animaux, il y a obligation de payer l'eau pour abreuver les animaux ou bien parcourir un long trajet pour les abreuver à la mare.

- le manque à gagner pour l'agriculture est infime car la terre cultivable occupe une faible superficie.

3.4.3 RUPTURE DU PROJET

L'effet est majeur.

Si pour une raison quelconque l'évacuateur de fond n'arrive plus à écouler les eaux du bassin de rétention, ou si les parois du bassin cèdent, les risques seront grands, graves et difficiles à estimer a priori :

- Dans le cas où l'évacuateur de fond ne joue plus son rôle et qu'une crue exceptionnelle, genre crue centennale passe, le déversoir de sécurité peut suffire à écrêter cette crue, puisqu'il a été dimensionné pour des fréquences supérieures à la décennale. Cependant, après le passage de la crue, le bassin de rétention est obligé de stocker pendant un temps assez long, le surplus; fonction pour laquelle il n'était pas prévu. Le temps de séjour de l'eau dans le bassin peut perdurer si aucune mesure palliative n'est prise, ce qui peut conduire à des phénomènes d'infiltration, à la prolifération des moustiques, à un dégagement de mauvaises odeurs, à une gêne esthétique etc. Les conséquences les plus graves à ce niveau sont: la désagrégation de l'ouvrage, la transmission du paludisme.

- Si les parois du bassin de rétention cèdent, il y a inévitablement submersion de toute la plaine surtout à l'aval. Les dommages seront:

- le lessivage des sols mais aussi leurs transport, souvent par gros blocs;
- la destruction du canal;
- la destruction des maisons et des biens matériels et automobiles;
- la destruction de la végétation , surtout dans la forêt classée du barrage;
- la perturbation de la circulation, d'où accidents de circulation
- et peut être malheureusement la perte en vies humaines et animales.

3.5 EVOLUTION PROBABLE DE LA ZONE EN L'ABSENCE DU PROJET

Dans la zone du projet on assiste à une extraction intensive du sable, ce qui conduit à un surcreusement du lit du marigot, à une dégradation progressive du sol.

En l'absence du projet et des mesures d'accompagnement, la majeure partie de la zone continuerait, pour une durée indéterminée, à subir le "massacre" des vendeurs de sable, mais aussi des ramasseurs d'ordures qui viennent déposer leurs chargements insolites.

Le plan d'urbanisation a prévu dans les lieux une ZAD, et la construction de voies bitumées, ce qui va augmenter les surfaces imperméabilisées et accentuer le phénomène d'érosion.

3.6 MESURES D'ATTENUATION

Ces mesures permettront de minimiser les effets néfastes du bassin de rétention sur l'environnement naturel et socio-économique.

3.6.1 LES MESURES PREVENTIVES

A notre avis, elles paraissent les plus importantes dans tout projet à réaliser dans le contexte africain. En effet, si le seuil de la pauvreté est tel qu'il nous conduit à adopter certains comportements indignes, la méconnaissance des lois, des textes juridiques, de l'utilité de certains ouvrages et les conséquences en cas de défaillance, l'ignorance des règles minimums d'hygiène etc., la non participation des populations au projet sont les causes d'échec de la plupart de projets en AFRIQUE. Comme le dit un adage, "il vaut mieux prévenir que guérir".

Les mesures préventives portent sur:

- Les normes techniques de construction des ouvrages sur la base de cahier de charges à soumettre aux entreprises d'exécution qui doivent le respecter strictement.

- La gestion du bassin de rétention dont l'entretien sera assuré par une équipe permanente, à définir. Nous préconisons ici d'essayer la gestion par des comités issus des zones du projet à l'instar de la gestion des forages par les comités villageois. En attirant l'attention des comités et de leurs électeurs sur les dangers qu'ils encourent en cas de négligence, nous pensons qu'ils prendront toutes les précautions pour éviter ce risque.

- L'entretien consistera:

- au curage périodique du fond et des parois du bassin, de l'évacuateur du fond, des collecteurs secondaires et du canal tout entier. Surveiller et contrôler leur fiabilité;
- au lavage ou au remplacement des grilles qui retiennent les corps flottants;
- à la surveillance de l'étanchéité des ouvrages;
- à enlever la végétation qui pousse autour des ouvrages et veiller à ce que ces derniers n'affleurent pas en maintenant en place le remblai des berges;
- à la désinfection périodique avec des produits inoffensifs afin de lutter contre les moustiques et autres mollusques vecteurs de maladies;
- à veiller à ce qu'il n'y ait plus d'extraction de sable, de dépôts d'ordures et d'excréta, de raccordement de conduites d'eaux usées débouchant dans les ouvrages.

- les mesures concernant les populations:

- pour la population à déplacer, l'informer à temps, prévoir une zone pour sa réinsertion et faciliter son intégration dans le nouveau milieu d'accueil;
- la population de la zone du projet doit être informée du volume et de la nature des travaux, ainsi que leurs influences à court et à long terme sur leur mode de vie. Cette population, mais aussi celle qui vit à l'amont du bassin de rétention doivent recevoir une éducation sanitaire. Elles doivent connaître les différentes maladies hydriques, leurs symptômes, leurs modes de transmission etc. et savoir comment les prévenir ou les guérir. Leur apprendre l'hygiène corporelle et de l'habitat. Les sensibiliser afin de ne pas extraire le sable, de ne pas déposer les ordures et les excréta partout. Leur demander leur avis sur l'aménagement prévu par le projet, les intégrer au projet depuis l'étude jusqu'aux travaux. Les sensibiliser et leur apprendre à s'occuper des aménagements qui sont les leurs.

3.6.2 LES MESURES CORRECTIVES

Elle concernent :

- le dédommagement et la compensation des populations déplacées;
- la construction de forage au lieu de puits puisque la nappe phréatique sera très basse à cause du revêtement du canal qui empêche la recharge naturelle de la nappe;
- créer des dépotoirs à des endroits bien déterminés afin d'éviter que les ordures soient déposées partout;
- mener une campagne de construction de latrines et de fosses septiques toutes eaux;

- créer des mini projets pour occuper la population qui extrait le sable dans la zone et interdire strictement cette extraction.

3.6.3 LES MESURES DEFENSIVES OU D'ATTENUATION

- Combler toutes les ravines et crevasses surtout à l'amont afin d'obliger les eaux à suivre les collecteurs secondaires pour arriver au bassin de rétention ;
- mettre un garde-fou autour du bassin afin d'empêcher l'accès au public ;
- lors de l'exécution des travaux, utiliser des banderoles pour délimiter les lieux, protéger les talus, prévoir les déviations, fournir des bottes, des casques et du lait frais pour tous les travailleurs, etc. ;
- protéger les berges du bassin afin d'éviter qu'elles soient érodées, ajouter éventuellement une butée ;
- prévoir une grille de protection pour l'entrée du dalot évacuateur de fond ;
- prévoir des groupes de pompage afin de rejeter l'eau dans le canal à l'aval, dès que l'évacuateur de fond est bouché ;
- installation de système d'alarme automatique en cas de défaillance du bassin, notamment le débordement ;
- signal lumineux la nuit pour prévenir de l'existence du bassin de rétention;
- prévoir rampes et escaliers d'accès pour le nettoyage.

3.7 MESURES DE SUIVI-EVALUATION :

Créer spécialement une cellule qui va se charger du suivi-évaluation :

- à chaque pluie, suivre le comportement du bassin et des ouvrages annexes;
- veiller au respect des interdictions formulées pour la zone ;
- suivi des sites sensibles à l'érosion ;
- suivi de la sécurité et des maladies liées à l'eau ;
- contrôle de la qualité et de la quantité de l'eau ;

- veiller à la périodicité des évaluations et définir les responsabilités dans le cadre du suivi-évaluation ;
- suivi de tout phénomène jugé fondamental suite aux investigations de terrain ;
- étude économique pour la reconversion du bassin en aire de jeux.

CONCLUSION

Le thème du mémoire que nous avons étudié sur proposition du Bureau d'Ingénieurs-Conseils GTAH a été très instructif pour nous.

En effet au-delà de notre formation de base reçue à l'EIER le thème nous a permis d'être sensibilisée sur la problématique de l'assainissement dans nos villes africaines et la nécessité de mener une réflexion permanente sur ce problème.

Les entretiens que nous avons eu avec les cadres du bureau GTAH et la documentation à laquelle nous avons pu accéder a été d'une très grande utilité.

En outre nous avons pu découvrir les différentes solutions possibles au problème d'assainissement dans les villes africaines.

La technique d'assainissement liée à notre thème de mémoire est une initiative du bureau GTAH. C'est le lieu de souligner que de telles initiatives sont à encourager.

Nous avons noté que cette technique d'assainissement est assez nouvelle et mérite d'être bien maîtrisée et vulgarisée. Cela pourra bien se faire à travers le bureau GTAH qui, avec les cadres dont il dispose et sa connaissance du milieu, pourra mener des études propres à notre milieu africain (et particulièrement le milieu sahélien) dans le domaine des aménagements hydrauliques. Dans ce cadre nous proposons que ce bureau puisse approcher certaines structures existantes et qui s'intéressent à ce genre de problèmes, (par exemple l'E.I.E.R.) afin de poursuivre la réflexion.

Nous souhaitons enfin que ce projet, après une étude plus approfondie, puisse être concrétisé afin d'être un exemple type car la solution qu'il apporte au problème d'assainissement de nos villes s'adapte parfaitement à notre environnement.

4. ANNEXES

4.1 ANNEXE I

Tableau 1: Précipitations moyennes annuelles et journalières à la station de Ouagadougou (source: APS canal de Zogona)

ANNEE	janvier	février	mars	avril	mai	juin	juillet	août	septembr e	octobre	novembr e	décembre	TOTAL	Nbre de jours par an	Pluie maxi de 24 heures
1953	0	0	0	6.1	241.8	93.9	207.6	248.1	59.6	26.5	0.7	0	884.3	75	120.5
1954	0	0	9.1	36.1	117.3	163.6	204.3	265.9	103	50.3	0	0	949.6	74	52.5
1955	0	2	11.3	5.3	131.7	136.6	229.9	159.4	258.3	105.9	0	0	1040.4	80	57.2
1956	0	27.5	27.3	34.7	114.4	186.7	250.1	258.1	182.9	20.3	0	0	1102	84	77.1
1957	0	0	0	32.1	170.5	150	182.2	234.2	197.5	23.6	3.3	0	993.4	81	109.7
1958	0	0	12.8	8.2	29.1	143	112.3	281.8	166	9.7	3.5	0	766.4	76	52.2
1959	0	0.4	0	6.2	131.4	144.1	114.8	482.6	101.5	9.6	0	0	990.6	75	91.2
1960	0	0	23.4	22.3	89.8	96.2	215.2	159.5	140.4	33.8	13.3	9.6	803.5	83	52.8
1961	0	0	9.8	5.1	14	164.5	145.8	181	184.8	0	0	0	705	61	72.1
1962	0	0	0	22.7	85.2	204.1	201.6	452.6	164.3	39	13.7	0	1183.2	83	93.6
1963	0	0	0	30.5	44.3	85.4	144	218.7	77.8	56.1	0	0	656.8	74	58.4
1964	0	0	0	54	92.8	157.2	191.5	319.7	261	13.2	0	13.8	1103.2	92	57.3
1965	0	0	0	10.2	134.7	59.4	224.1	225.5	172.4	25.9	0	0	852.2	63	62.4
1966	0	0	0	35.7	48.8	133.1	90.7	175.1	105.3	55	4.4	0	648.1	68	42.7
1967	0	1.1	0	7.3	73.6	83.9	163.2	275.6	139.7	19.4	0.6	0	764.4	82	56.1
1968	0	5.9	11.4	28.7	85.9	94.9	193.6	163.2	137.8	52.2	0	0	773.6	77	40.2
1969	0	0	28.5	14.3	81.2	123.8	220	344.7	208.4	24.4	0	0	1045.3	80	102.7
1970	0	0	0	1.5	121.8	62	217.1	162.4	133.1	30.9	0	0	728.8	68	89.6
1971	0	1.1	4.6	48.1	27.9	73	224.3	192.6	149.1	2.6	0	3.1	726.4	60	89.8
1972	0	0	0	57	110.3	261.7	187.4	183	170.3	90.3	0	0	1060	73	59.9
1973	0	12.8	0	79.5	52.5	76.1	244	179.6	90.9	10.5	0	0	745.9	60	59
1974	0	0	0.8	0.1	74.6	89.6	166.3	360.5	198.5	33.7	0	0	924.1	68	60.5
1975	0	0	0	2.7	19.3	129.6	292.4	223.6	71.7	16.3	0	0	755.6	67	65.6
1976	3.2	0	19.8	4.5	111.6	163.1	202	254.6	223.4	124	0	0	1106.2	75	82.7
1977	0	0	4.9	0.5	68.6	66.5	66.4	310.7	83	34.7	0	0	635.3	51	89.3
1978	0	0	3.1	96.2	75	90.3	137.7	186.9	152	23	0	0	764.2	76	67.5
1979	0	0	6.3	9.3	50.9	86	196	157.8	181.6	27.1	25.8	0	740.8	78	46.5
1980	0	0	0	13.2	29.2	103.4	134.6	205.7	66.2	40.9	0	0	593.2	63	45.7
1981	0	0	0	30.6	88.3	80	198.1	211.8	103.7	1.1	0	0	713.6	66	61.5
1982	0	0.1	31	45	111.2	83.5	105.8	139.4	73.3	45.4	0	0	634.7	73	37.1
1983	0	0	0	0.9	45.4	110.7	191.6	205	109.3	11.7	0	0	674.6	53	63.3
1984	0	0	20.9	14.6	67	59.4	167.2	122.2	103.7	14.3	2	0	571.3	64	42.8
1985	0	0	0	5.3	87	83.3	177	154.8	163	3.5	0	0	673.9	60	50.4
1986	0	0	4.1	10.4	84.5	130.3	160.6	197.8	165.4	40.6	0.3	0	794	63	47.2
1987	0	0	13.3	0	67	163.8	148.3	221.9	131.2	39	0	0	784.5	59	75.6
1988	0	0	0	79.9	68.9	65.6	161.9	263.8	88.7	6.2	0	0	735	63	64.2
1989	0	0	5.5	0	35.7	55.2	235.5	305.3	112.4	48.4	0	1.7	799.7	72	74.9
1990	0	0	0	15.3	112.3	81.9	162.2	196.6	103.8	3.8	0	0	675.9	56	55
1991	0	0	0.4	65.8	235.3	95.1	158.1	248.7	47.9	49.4	0	0	900.7	70	105.2
1992	0	0	0	51.9	12.9	79.4	246.7	244.7	51	4.9	7.2	0	698.7	71	53.9
1993	0	0	9.4	25.7	8.4	128.8	226.2	195.8	97.8	58.5	0	0	750.6	64	54
1994	0	0	1.7	1	14.2	108.4	130.5	296.3	110.8	64.8	0	0	727.7	81	58.2
Moyenne	0.1	1.2	6.3	24.7	78.6	113.5	181.0	234.6	136.2	33.3	1.8	0.7	812	70	

4.2 ANNEXE II

Tableau 2: Autres paramètres climatiques à la station de Ouagadougou

MOIS	EVAPO (mm)	TEMPERATURE (°C)			VENT (m/s)	HUMIDITE %			RAY. EN (Egmm)	INSOLAT. (Heures)
		MIN	MAX	MOY		MIN	MAX	MOY		
JANVIER	261,7	16,0	34,0	25,0	2,0	17,0	46,0	32,0	53 960	293,7
FEVRIER	266,1	18,0	37,0	28,0	2,0	15,0	42,0	29,0	58 600	268,9
MARS	318,6	21,0	39,0	30,0	2,0	18,0	50,0	34,0	65 600	266,6
AVRIL	316,9	25,0	40,0	33,0	2,1	26,0	65,0	46,0	62 900	260,8
MAI	283,0	25,0	37,0	31,0	2,6	37,0	81,0	59,0	63 100	280,2
JUIN	218,4	23,0	34,0	29,0	2,4	48,0	90,0	69,0	59 300	256,6
JUILLET	271,2	22,0	31,0	27,0	2,0	58,0	95,0	76,0	55 900	245,6
AOUT	136,4	22,0	30,0	26,0	1,5	64,0	97,0	80,0	54 000	222,6
SEPTEMBRE	132,7	21,0	32,0	27,0	1,1	59,0	97,0	78,0	56 100	237,4
OCTOBRE	181,6	21,0	35,0	28,0	1,2	39,0	92,0	66,0	60 800	280,9
NOVEMBRE	198,8	16,0	36,0	26,0	1,3	22,0	74,0	48,0	56 800	288,6
DECEMBRE	214,6	15,0	34,0	25,0	1,7	23,0	55,0	39,0	55 100	290,1
TOTAL	2800,0									
MOYENNE		20,4	34,9	27,9	1,8	35,5	73,7	54,7	702 160	3192,0

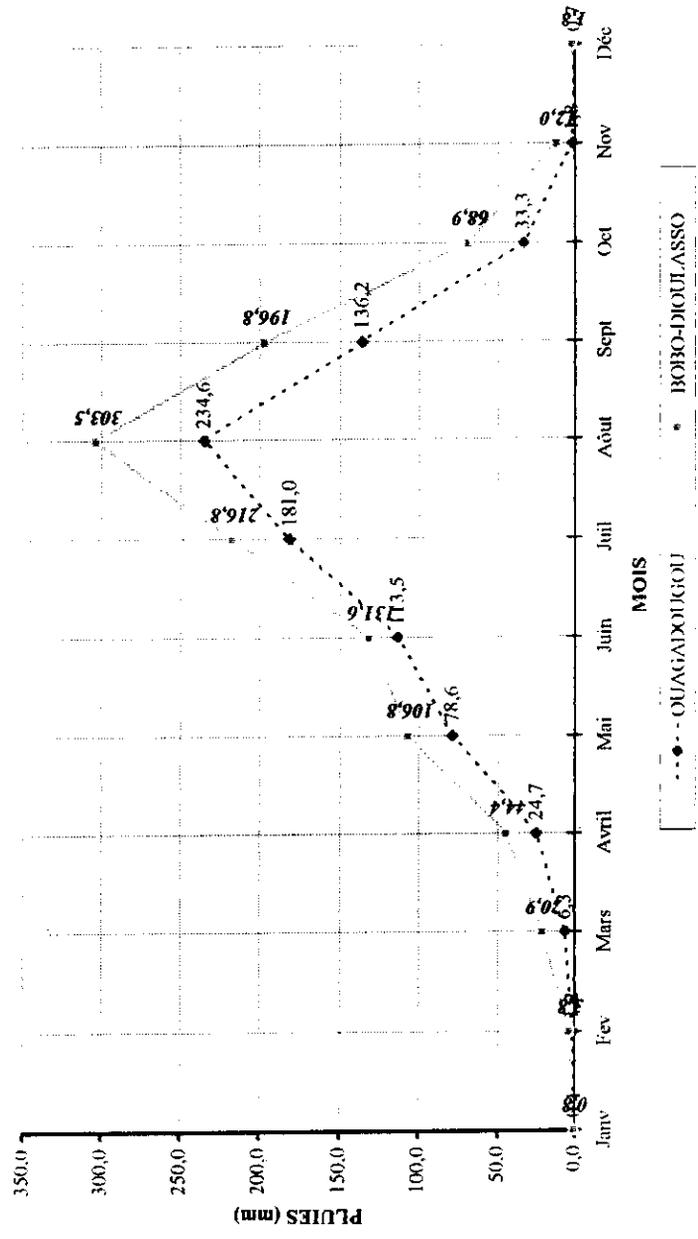
4.3 ANNEXE III

Graphique 1 Evolution des précipitations mensuelles à Ouagadougou et Bobo Dioulasso

	Janv	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aôut	Sept	Oct	Nov	Déc	Annuelle
OUAGADOUGOU	0.1	1.2	6.3	24.7	78.6	113.5	181.0	234.6	136.2	33.3	1.8	0.7	812.0
BOBO-DIOULASSO	0.8	3.8	20.9	44.4	106.8	131.6	216.8	303.5	196.8	68.9	12.0	1.8	1108.1

Source: APS canal de Zogona

EVOLUTION DES PRECIPITATIONS MENSUELLES A OUAGADOUGOU ET BOBO-DIOULASSO.



4.4 ANNEXE IV :

Nécessité de revêtement, les avantages et les inconvénients des trois variantes de revêtement.

Source: APS canal de Zogona.

I. REVETEMENT DU CANAL

1.2. Nécessité du revêtement

La réalisation d'un revêtement est bénéfique à plus d'un titre :

- il permet de réduire l'emprise du canal (par amélioration du coefficient de rugosité) ;
 - il maintient dans le temps le pouvoir évacuateur de l'ouvrage et élimine ainsi le risque d'avoir une remontée du niveau d'eau à l'amont pouvant entraîner des débordements ;
 - l'entretien est facilité et très limité ;
 - enfin, sur le plan de l'environnement, on ne verrait plus les nombreux déchets (plastiques, tissus, bouteilles, etc.) accrochés aux branchages et aux arbustes poussant dans le lit du marigot et sur les berges.
- Bien entendu, ces déchets ne seront pas pour autant éliminés mais leur récupération est facilitée.

1.3 Variantes de revêtement

Conformément aux termes de référence, plusieurs types de revêtement sont proposés pour la construction du canal, à savoir :

- revêtement en béton pour l'ensemble de la section,
- revêtement en maçonnerie de moellons pour le radier et les parois,
- protection des berges seulement par gabions,
- protection de l'ensemble de la section par des gabions type Reno.

Le Schéma 1 présente les profils en travers type proposés. Les différents paramètres qui y sont indiqués sont :

- B = Largeur à la base
- H = Hauteur totale du canal
- Y1 = Hauteur entre le niveau horizontal et la berge du canal
- Y2 = Dénivelée entre le niveau horizontal et le fil d'eau
- h = Hauteur d'eau normal
- m = Fruit des berges
- r = Revanche
- P = Pente du fond

Les différentes variantes de revêtement sont décrites comme suit :

1.3.1 Revêtement en béton

Ce type de revêtement appelé Variante 1 comprend :

- un radier en béton légèrement armé,
- des parois en béton elles aussi munies d'une légère armature, coulées directement sur le talus préalablement dressé.

Lors des crues, les eaux pluviales transportent, en général, des quantités importantes de matériaux abrasifs, sable, gravier, qui corrodent les berges, surtout lorsque la vitesse est importante. Dans le cas du canal de Zogona et compte tenu des résultats de l'étude géotechnique qui indique des valeurs de l'angle de frottement interne faible allant de 16° à 21°, il a été retenu une épaisseur des parois de 12 centimètres.

Pour le ferrailage du radier et des parois, il est prévu la mise en oeuvre d'acier à haute adhérence de 6 mm de diamètre suivant une maille carrée de 20 centimètres.

Le canal comportera :

- des joints de construction constitués de joints secs réalisés à chaque arrêt de bétonnage,
- des joints de retrait pour tout tronçon bétonné sur une longueur dépassant 4,00 mètres. Les joints de retrait seront alors espacés de 4,00 mètres maximum, tant longitudinalement que transversalement. Ils seront réalisés sur une hauteur égale au minimum au 1/5 de l'épaisseur de béton,
- des joints de dilatation au contact des ouvrages existants. Les joints de dilatation seront obturés par un produit étanche et compressible.

1.3.2 Revêtement en maçonnerie de moellons

Pour cette solution, la section type est identique à la précédente.

Le béton est remplacé par une maçonnerie de moellons de pierres dures.

Le revêtement (Variante 2) comprend :

- un radier de 20 cm d'épaisseur moyenne, constitué de moellons scellés sur un lit de mortier de ciment et rejointoyés,
- des parois également en maçonnerie de moellons de même épaisseur,
- un talon de 20 cm de large et 20 cm d'épaisseur sur les bords du canal.

1.3.3 Revêtement en gabions type Reno

La section du canal, pour cette solution appelée Variante 3, comprend :

- un radier en matelas Reno de 15-17 cm d'épaisseur,
- des parois également en gabions type Reno de même épaisseur,
- une membrane filtrante (géotextile type BIDIM) interposée entre le sol et les gabions.

L'addition d'une couche de béton sur les gabions du radier est souhaitable en raison des rejets d'eaux usées qui, bien qu'interdits sont, dans la pratique, impossibles à éviter. Sans cette protection, les eaux usées, en s'écoulant lentement à travers les gabions, risquent de devenir plus ou moins septiques et de corroder les armatures. Il faut s'attendre en outre :

- . à des odeurs pouvant être nauséabondes,
- . à la retenue de déchets à l'intérieur et à la surface des gabions.

1.3.4 Revêtement en gabions

Dans cette solution (Variante 4), seules les parois seraient protégées.

Le canal comprend donc :

- un radier constitué par le sol en place après terrassement,
- des parois montées en gabions remplis de pierres calibrées,
- une membrane filtrante interposée entre les gabions et les parois du terrain.

Le profils en travers type des différentes variantes de revêtement de canal sont présentés sur le schéma 1 ci-joint.

1.4 Comparaison des différentes solutions

Les différentes solutions proposées pour la réalisation du canal de Zogona sont à comparer en considérant d'abord l'aspect technique car le futur ouvrage doit, en priorité, être en mesure de remplir ses fonctions avec efficacité, tant sur le plan hydraulique que du point de vue de l'environnement.

Les avantages et inconvénients de chaque solution sont énumérés ci-après.

1.4.1 Canal en béton

C'est une solution classique, donc bien connue, qui présente de nombreux avantages :

- faible rugosité des parois, d'où une meilleure capacité de débit par rapport à d'autres matériaux,
- structure monolithique lui conférant une bonne résistance aux efforts ainsi qu'aux mouvements éventuels du sol de fondation,
- facilité d'exécution des sections de transition entre le canal et les dalots de franchissement routier,
- bonne évacuation des eaux usées par temps sec,
- entraînement des déchets facilité par l'uniformité des parois,
- entretien aisé,
- bonne longévité de l'ouvrage,
- adoption de vitesse élevée,
- réduction des fruits des berges

Seule l'exécution des parois sur talus demande une certaine attention. Il faut en effet :

- un talus bien réglé,
- un ferrailage correctement placé à mi-épaisseur de la paroi,
- un béton correctement dosé en eau pour être mis en oeuvre sur un talus.

Cette solution a aussi l'inconvénient, dans le contexte local, de n'employer qu'une main d'oeuvre limitée et d'utiliser de l'acier, un matériau importé et donc d'être prohibitive.

1.4.2 Canal en maçonnerie de moellons

Les avantages de cette solution sont les suivants :

- facilité de mise en oeuvre,
- disponibilité des matériaux,
- possibilité d'emploi d'une main d'oeuvre nombreuse

- matériau en grande partie d'origine locale.

Mais elle a des inconvénients :

- la maçonnerie supporte mal les tassements de terrain et les efforts,
- les dégâts prennent rapidement de l'ampleur dès qu'apparaît une rupture la désorganisant,
- la rugosité est plus forte que celle du béton et conduit, à pente égale, à des sections plus grandes et à des dépôts plus importants,
- mauvaise évacuation des eaux usées,
- intervention plus fréquente pour la surveillance, l'entretien et les travaux de réfection.

1.4.3. Canal en gabions type Reno

L'emploi de gabions sur toute la section n'est pas sans inconvénient :

- la rugosité moyenne reste forte, d'où des pentes relativement élevées susceptibles, à l'aval, d'être inadaptées à la topographie,
- ce type de revêtement permet difficilement la réalisation des sections de transition entre canal et dalots (passage d'un profil trapézoïdal à un profil rectangulaire),
- des déchets vont s'introduire dans les gabions tandis que d'autres, tels que les plastiques, les tissus vont rester accrochés à la surface.

Les avantages sont :

- la souplesse de la structure face aux éventuels désordre dans les fondations

- intégration au paysage après quelques années de fonction

1.4.4 Canal avec parois en gabions

Dans le cas de ce projet, l'utilisation de gabions pour la seule protection des parois présente plutôt des inconvénients:

- elle conduit à des sections de largeur excessive (65 mètres à l'aval du tronçon H et jusqu'à l'exutoire),
- ouvrages de franchissement importants,
- faible vitesse d'écoulement favorisant les dépôts de toute nature,
- stagnation des eaux usées,
- risques d'affouillement au pied des chutes,
- entretien malaisé,
- érosion toujours possible malgré une faible vitesse.

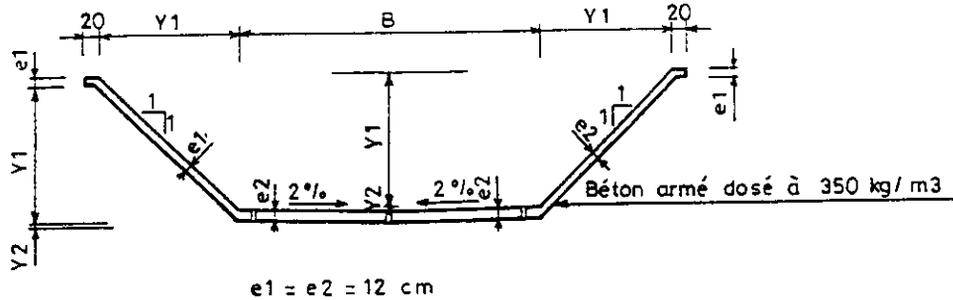
En conclusion, les solutions qui, du point de vue technique et sanitaire, répondent le mieux au problème posé, sont par ordre d'intérêt décroissant :

1. canal en béton
2. canal en maçonnerie
3. canal en gabions type Reno

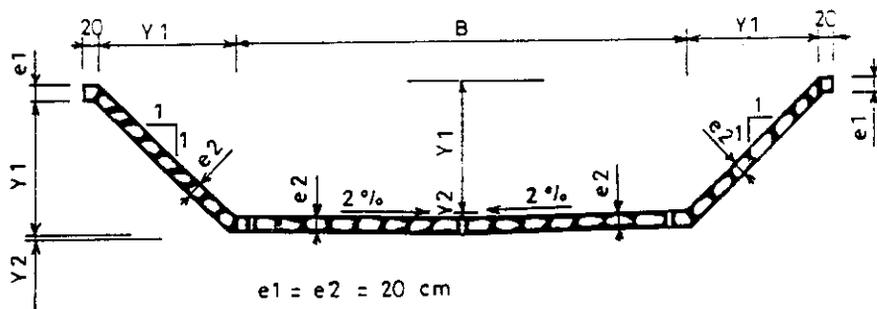
Le cas d'un canal en terre avec protection des berges peut être d'office écartée pour les raisons évoquées en **1.3.4 Revêtement en gabions.**

Schéma 1 : Profils en travers type du canal

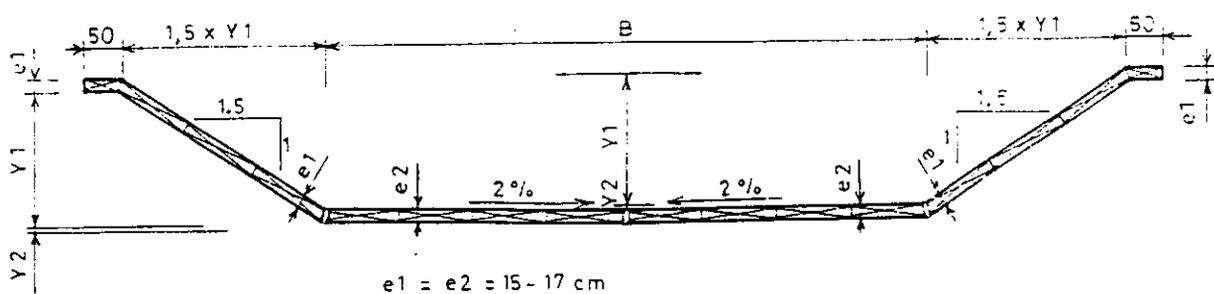
Variante 1 : Revêtement en béton



Variante 2 : Revêtement en maçonnerie de pierres



Variante 3 : Revêtement en gabions type Reno



4.5 ANNEXE V :

Laminage du débit de dimensionnement de l'ouvrage évacuateur de fond.

RETENUE : FICHER GADO.RET
 HYDROGRAMME : FICHER GADO.HYD
 EVACUATEURS ET PARAMETRES : FICHER DECEN.EVA

1 EVACUATEURS

EVACUATEUR N° 1 (VANNE)

Coefficient de débit 0.60
 Section (m²) 3.50
 Cote de l'axe (m) 299.36
 Cote d'ouverture (m) 299.36

COTE INITIALE DU PLAN D'EAU (m) 299.37
 DUREE DE LA SIMULATION (heures) 2.20
 PAS DE TEMPS POUR LE CALCUL (heures) 0.01

VALEURS A COTE MAXIMALE			
temps (h)	débit entrant (m ³ /s)	cote eau (m)	débit éva 1 (m ³ /s)
0.595	15.58	301.93	14.91
0.600	15.20	301.93	14.91
0.605	14.82	301.93	14.91

4.6 ANNEXE VI:

Laminage du débit de dimensionnement de l'ouvrage de fond et du déversoir.

ETUDE DU CANAL DE DRAINAGE DE ZOGONA LAMINAGE DU DEBIT DE DIMENSIONNEMENT

Fichier Retenue

ZOGONA2.RET

Fichier Hydrogramme :

ZOGONA2.HYD

Fichier Evacuateurs :

ZOGONA2.EVA

Nombre d'evacuateurs: 2

Pas de temps du calcul (h) : .016

Temps final (h) : 2

Cote initiale du plan d'eau (m) : 299.37

18:17 ZOGONA2.RES

Temps (h)	Débit entr. (m ³ /h)	Cote du plan (m)	Débit éva 1 (m ³ /s)	Débit éva 2 (m ³ /s)	Débit total (m ³ /s)
0.000	0.000	299.370	0.930	0.000	0.930
0.016	1.842	299.370	0.939	0.000	0.939
0.032	3.685	299.380	1.313	0.000	1.313
0.048	5.527	299.398	1.809	0.000	1.809
0.064	7.370	299.423	2.343	0.000	2.343
0.080	9.212	299.457	2.890	0.000	2.890
0.096	11.055	299.497	3.444	0.000	3.444
0.112	12.897	299.545	3.999	0.000	3.999
0.128	14.739	299.600	4.555	0.000	4.555
0.144	16.582	299.662	5.110	0.000	5.110
0.160	18.424	299.731	5.664	0.000	5.664
0.176	20.267	299.806	6.215	0.000	6.215
0.192	22.109	299.889	6.765	0.000	6.765
0.208	23.952	299.978	7.311	0.000	7.311
0.224	25.794	300.073	7.855	0.000	7.855
0.240	27.636	300.175	8.396	0.000	8.396
0.256	29.479	300.282	8.933	0.000	8.933
0.272	31.321	300.396	9.467	0.000	9.467
0.288	33.164	300.515	9.996	0.000	9.996
0.304	35.006	300.640	10.522	0.000	10.522
0.320	36.848	300.770	11.043	0.000	11.043
0.330	38.000	300.853	11.367	0.000	11.367
0.346	36.706	300.984	11.853	0.000	11.853
0.362	35.413	301.104	12.283	0.000	12.283
0.378	34.119	301.214	12.666	0.000	12.666
0.394	32.826	301.315	13.008	0.000	13.008
0.410	31.532	301.408	13.312	0.000	13.312
0.426	30.238	301.492	13.582	0.000	13.582
0.442	28.945	301.568	13.823	0.000	13.823
0.458	27.651	301.637	14.035	0.000	14.035
0.474	26.357	301.698	14.222	0.000	14.222
0.490	25.064	301.751	14.384	0.000	14.384
0.506	23.770	301.798	14.524	0.000	14.524
0.522	22.477	301.838	14.643	0.000	14.643
0.538	21.183	301.871	14.741	0.000	14.741
0.554	19.889	301.898	14.819	0.000	14.819
0.570	18.596	301.918	14.878	0.000	14.878
0.586	17.302	301.933	14.919	0.000	14.919

0.602	16.009	301.940	14.942	0.000	14.942
0.618	14.715	301.942	14.948	0.000	14.948
0.634	13.421	301.938	14.936	0.000	14.936
0.650	12.128	301.928	14.907	0.000	14.907
0.666	10.834	301.913	14.862	0.000	14.862
0.682	9.540	301.891	14.799	0.000	14.799
0.698	8.247	301.864	14.719	0.000	14.719
0.714	6.953	301.831	14.621	0.000	14.621
0.730	5.660	301.792	14.507	0.000	14.507
0.746	4.366	301.748	14.374	0.000	14.374
0.762	3.072	301.698	14.223	0.000	14.223
0.778	1.779	301.643	14.054	0.000	14.054
0.794	0.485	301.582	13.864	0.000	13.864
0.800	0.000	301.557	13.788	0.000	13.788
0.816	0.000	301.492	13.581	0.000	13.581
0.832	0.000	301.427	13.372	0.000	13.372
0.848	0.000	301.362	13.162	0.000	13.162
0.864	0.000	301.299	12.951	0.000	12.951
0.880	0.000	301.236	12.739	0.000	12.739
0.896	0.000	301.173	12.526	0.000	12.526
0.912	0.000	301.112	12.311	0.000	12.311
0.928	0.000	301.051	12.095	0.000	12.095
0.944	0.000	300.991	11.878	0.000	11.878
0.960	0.000	300.931	11.660	0.000	11.660
0.976	0.000	300.873	11.440	0.000	11.440
0.992	0.000	300.815	11.220	0.000	11.220
1.008	0.000	300.758	10.998	0.000	10.998
1.024	0.000	300.702	10.775	0.000	10.775
1.040	0.000	300.646	10.550	0.000	10.550
1.056	0.000	300.592	10.325	0.000	10.325
1.072	0.000	300.539	10.098	0.000	10.098
1.088	0.000	300.486	9.871	0.000	9.871
1.104	0.000	300.434	9.642	0.000	9.642
1.120	0.000	300.384	9.412	0.000	9.412
1.136	0.000	300.334	9.181	0.000	9.181
1.152	0.000	300.285	8.948	0.000	8.948
1.168	0.000	300.238	8.715	0.000	8.715
1.184	0.000	300.191	8.481	0.000	8.481
1.200	0.000	300.146	8.245	0.000	8.245
1.216	0.000	300.101	8.009	0.000	8.009
1.232	0.000	300.058	7.772	0.000	7.772
1.248	0.000	300.016	7.534	0.000	7.534
1.264	0.000	299.975	7.294	0.000	7.294
1.280	0.000	299.935	7.054	0.000	7.054
1.296	0.000	299.897	6.813	0.000	6.813
1.312	0.000	299.859	6.572	0.000	6.572
1.328	0.000	299.823	6.329	0.000	6.329
1.344	0.000	299.788	6.085	0.000	6.085
1.360	0.000	299.754	5.841	0.000	5.841
1.376	0.000	299.722	5.596	0.000	5.596
1.392	0.000	299.691	5.350	0.000	5.350
1.408	0.000	299.661	5.103	0.000	5.103
1.424	0.000	299.633	4.856	0.000	4.856
1.440	0.000	299.605	4.608	0.000	4.608
1.456	0.000	299.580	4.359	0.000	4.359
1.472	0.000	299.555	4.110	0.000	4.110
1.488	0.000	299.532	3.860	0.000	3.860
1.504	0.000	299.511	3.609	0.000	3.609
1.520	0.000	299.490	3.358	0.000	3.358
1.536	0.000	299.472	3.107	0.000	3.107

1.552	0.000	299.454	2.855	0.000	2.855
1.568	0.000	299.438	2.603	0.000	2.603
1.584	0.000	299.424	2.350	0.000	2.350
1.600	0.000	299.411	2.097	0.000	2.097
1.616	0.000	299.399	1.843	0.000	1.843
1.632	0.000	299.389	1.590	0.000	1.590
1.648	0.000	299.381	1.336	0.000	1.336
1.664	0.000	299.374	1.082	0.000	1.082
1.680	0.000	299.368	0.828	0.000	0.828
1.696	0.000	299.364	0.573	0.000	0.573
1.712	0.000	299.361	0.320	0.000	0.320
1.728	0.000	299.360	0.086	0.000	0.086
1.744	0.000	299.360	0.000	0.000	0.000
1.760	0.000	299.360	0.000	0.000	0.000
1.776	0.000	299.360	0.000	0.000	0.000
1.792	0.000	299.360	0.000	0.000	0.000
1.808	0.000	299.360	0.000	0.000	0.000
1.824	0.000	299.360	0.000	0.000	0.000
1.840	0.000	299.360	0.000	0.000	0.000
1.856	0.000	299.360	0.000	0.000	0.000
1.872	0.000	299.360	0.000	0.000	0.000
1.888	0.000	299.360	0.000	0.000	0.000
1.904	0.000	299.360	0.000	0.000	0.000
1.920	0.000	299.360	0.000	0.000	0.000
1.936	0.000	299.360	0.000	0.000	0.000
1.952	0.000	299.360	0.000	0.000	0.000
1.968	0.000	299.360	0.000	0.000	0.000
1.984	0.000	299.360	0.000	0.000	0.000
2.000	0.000	299.360	0.000	0.000	0.000

4.7 ANNEXE VII : Calcul des cubatures de terrassements (sans bassin d'orage)

N° Profils	Tronçon	Distances Cumulées (m)	Cotes TN (m)	Cote projet (m)		Géométrie du canal			Profil canal	Largeur décapage (m)	Section (m2)		Surface décapage (m2)		Volume déblais (m3)		Volume remblais (m3)		N° Profils	Observations		
				Radier	Berge	B	H	Pente (o/oo)			Déblais	Remblais	Partielle	Cumulée	Partiel	Cumulé	Partiel	Cumulé				
1		0,00	305,45																1			
2		50,00	305,07																	2		
3		100,00	304,68																	3		
4		117,00	304,56	297,95	299,95	4,40	2,00	2,00	Déblai	46,76	185,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	3	Départ canal	
3		150,00	304,33	298,02	300,02	4,40	2,00	2,00	Déblai	45,57	171,92	0,00	1523,39	1523,39	5899,00	5899,00	0,00	0,00	0,00	0,00	4	
5		200,00	304,08	298,11	300,11	4,40	2,00	2,00	Déblai	44,17	196,25	0,00	2243,62	3767,01	8204,28	14103,28	0,00	0,00	0,00	0,00	5	
6		247,00	301,15	298,21	300,21	4,40	2,00	2,00	Déblai	32,08	40,99	0,00	1792,02	5559,03	4635,22	18738,50	0,00	0,00	0,00	0,00	6	
7		297,00	300,69	298,31	300,31	4,40	2,00	2,00	Déblai	28,85	23,68	0,00	1546,19	7107,22	1616,22	20385,20	0,00	0,00	0,00	0,00	7	
8		348,00	302,58	298,41	300,41	4,40	2,00	2,00	Déblai	37,00	83,47	0,00	1704,61	8811,83	2732,37	23087,57	0,00	0,00	0,00	0,00	8	
8		379,50	301,54	298,47	300,47	5,40	2,00	2,00	Déblai	33,58	48,15	0,00	1111,68	9923,51	2073,10	25160,66	0,00	0,00	0,00	0,00	8	
9		399,00	300,90	298,43	300,43	5,40	2,00	2,00	Déblai	31,17	28,62	0,00	631,31	10554,81	748,51	25908,17	0,00	0,00	0,00	0,00	9	
10		450,00	300,26	298,33	300,33	5,40	2,00	2,00	Mixte	29,57	14,20	5,60	1548,78	12103,59	1091,77	27000,94	142,79	142,79	142,79	142,79	10	
11		500,00	300,63	298,23	300,23	5,40	2,00	2,00	Déblai	30,90	28,50	0,00	1511,59	13615,18	1017,47	28018,41	139,99	139,99	282,79	11		
12		550,00	301,02	298,13	300,13	5,40	2,00	2,00	Déblai	32,85	42,12	0,00	1593,75	15208,93	1715,51	28733,92	0,00	0,00	282,79	12		
13		600,00	300,58	298,03	300,03	5,40	2,00	2,00	Déblai	31,41	30,55	0,00	1606,73	16815,66	1816,63	31550,55	0,00	0,00	282,79	13		
14		650,00	300,20	297,93	299,93	5,40	2,00	2,00	Déblai	30,37	22,51	0,00	1544,71	18360,38	1326,47	32877,02	0,00	0,00	282,79	14		
15		699,64	300,43	297,89	299,89	5,40	2,00	2,00	Déblai	31,45	60,72	0,00	607,12	18967,50	523,86	33400,88	0,00	0,00	282,79	15		
16		700,00	299,77	297,83	299,83	5,40	2,00	2,00	Mixte	29,53	14,28	5,39	925,70	19893,20	694,91	34085,80	81,87	364,66	364,66	364,66	16	
17		750,00	299,30	297,73	299,73	5,40	2,00	2,00	Mixte	31,01	11,01	13,78	1513,52	21406,72	632,29	34718,09	479,39	844,05	844,05	844,05	17	
18		765,00	297,79	297,70	299,70	5,40	2,00	2,00	Mixte	36,93	0,64	55,55	509,58	21916,28	87,33	34805,41	519,96	1364,01	1364,01	1364,01	18	
19		800,00	298,90	297,63	299,63	7,30	2,00	2,00	Mixte	34,07	11,06	21,19	1242,56	23158,84	204,70	35010,11	1342,84	2706,85	2706,85	2706,85	19	
20		850,00	298,35	297,53	299,53	7,30	2,00	2,00	Mixte	35,87	6,87	33,31	1748,68	24907,50	448,17	35458,28	1362,41	4069,26	4069,26	4069,26	20	
21		900,00	297,57	297,43	299,43	7,30	2,00	2,00	Mixte	38,59	1,30	53,93	1861,67	26769,17	204,13	35662,41	2180,91	6250,16	6250,16	6250,16	21	
22		950,00	298,23	297,33	299,33	7,30	2,00	2,00	Mixte	35,55	7,58	31,07	1853,69	28622,86	221,98	35884,39	2124,95	8375,11	8375,11	8375,11	22	
22		958,00	298,17	298,54	298,54	7,30	2,00	2,00	Mixte	32,62	14,75	12,28	272,69	28995,55	89,30	35973,69	173,40	8548,52	8548,52	8548,52	22	
23		1000,00	296,33	298,38	298,38	7,30	2,00	2,00	Mixte	33,13	13,41	15,35	1390,79	30276,34	591,22	36564,91	580,23	9128,75	9128,75	9128,75	23	
23		1042,00	296,33	298,21	298,21	7,30	2,00	2,00	Mixte	38,66	1,18	54,44	1507,60	31783,94	306,37	36871,29	1465,49	10594,24	10594,24	10594,24	23	
24		1050,00	296,04	295,03	297,03	7,30	2,00	2,00	Mixte	35,11	8,99	28,05	295,08	32079,02	39,07	36910,35	329,94	10924,18	10924,18	10924,18	24	
25		1100,00	296,04	294,93	296,93	7,30	2,00	2,00	Mixte	34,71	9,54	25,31	1745,48	33824,51	453,17	37383,52	1333,87	12258,05	12258,05	12258,05	25	
26		1150,00	297,11	294,83	296,83	7,30	2,00	2,00	Déblai	32,29	27,07	0,00	1674,92	35498,42	915,21	38278,73	632,67	12890,72	12890,72	12890,72	26	
27		1200,00	295,57	294,72	296,72	7,30	2,00	2,00	Mixte	35,77	7,10	32,57	1701,48	37200,91	894,20	39132,93	814,13	13704,85	13704,85	13704,85	27	
28		1250,00	296,24	294,62	296,62	7,30	2,00	2,00	Mixte	32,68	14,58	12,64	1711,18	38912,08	542,15	39675,08	1130,13	14834,98	14834,98	14834,98	28	
28		1280,00	295,06	294,68	296,56	7,30	2,00	2,00	Mixte	37,16	4,11	42,73	1047,62	39959,70	280,48	39955,55	830,55	15665,53	15665,53	15665,53	28	
28		1288,00	294,74	293,38	295,38	9,30	2,00	2,00	Mixte	35,66	14,84	18,85	291,30	40251,00	75,80	40031,35	246,31	15911,84	15911,84	15911,84	28	
29		1300,00	294,27	293,36	295,36	9,30	2,00	2,00	Mixte	37,46	9,68	30,68	438,72	40689,72	147,13	40178,48	297,14	16208,98	16208,98	16208,98	29	
30		1350,00	293,32	293,26	295,26	9,30	2,00	2,00	Mixte	40,85	1,03	56,38	1957,90	42647,53	267,95	40446,43	2176,46	18385,44	18385,44	18385,44	30	
31		1400,00	293,32	293,15	295,15	9,30	2,00	2,00	Mixte	40,45	1,98	53,11	2032,88	44680,20	75,41	40521,84	2737,27	21122,71	21122,71	21122,71	31	
32		1450,00	294,56	293,05	295,05	9,30	2,00	2,00	Mixte	35,09	16,57	15,32	1888,55	46568,75	463,76	40568,60	1710,80	22833,51	22833,51	22833,51	32	
33		1461,00	293,40	293,03	295,03	9,30	2,00	2,00	Mixte	39,64	3,96	46,70	411,02	46979,77	112,89	41098,49	341,13	23174,65	23174,65	23174,65	33	
34		1500,00	294,74	292,95	294,95	9,30	2,00	2,00	Mixte	33,97	20,08	8,78	1435,36	48415,13	468,66	41567,15	1081,85	24256,49	24256,49	24256,49	34	
35		1549,08	294,74	292,85	294,85	9,30	2,00	2,00	Mixte	33,57	21,35	6,59	1657,32	50072,45	1016,47	42563,61	377,01	24633,50	24633,50	24633,50	35	
36		1598,15	293,59	292,76	294,76	9,30	2,00	2,00	Mixte	37,78	8,81	32,91	1750,80	51823,25	740,03	43323,64	969,17	25602,67	25602,67	25602,67	36	
37		1647,23	293,65	292,66	294,66	9,30	2,00	2,00	Mixte	37,14	10,56	28,51	1838,40	53681,65	475,37	43799,01	1507,10	27109,77	27109,77	27109,77	37	

N° Profils	Tronçon	Distances Cumulées (m)	Cotes TN (m)	Cote projet (m)		Géométrie du canal			Profil canal	Largeur décapage (m)	Section (m2)		Surface décapage (m2)		Volume déblais (m3)		Volume remblais (m3)		N° Profils	Observations
				Radier	Berge	B	H	Pente (o/oo)			Déblais	Remblais	Partielle	Cumulée	Partiel	Cumulé	Partiel	Cumulé		
38		1696,31	283,69	292,58	294,58	9,30	2,00	2,00	Mixte	36,59	12,13	24,78	1809,19	55470,84	556,95	44355,96	1307,74	28417,51	38	
38'		1705,31	293,32	292,64	294,54	9,30	2,00	2,00	Mixte	38,00	8,20	34,50	335,66	55806,50	91,52	44447,49	266,79	28684,30	38'	
38"		1713,31	292,99	291,52	293,52	10,80	2,00	2,00	Mixte	36,71	18,43	16,25	298,86	56105,36	106,54	44554,02	203,01	28887,31	38"	
39		1729,96	292,30	291,49	293,49	10,80	2,00	2,00	Mixte	38,33	9,94	33,50	633,05	56738,41	236,18	44790,21	414,22	29301,53	39	
40		1779,04	293,20	291,39	293,39	10,80	2,00	2,00	Mixte	35,34	23,23	8,23	1832,29	58570,69	814,00	45804,20	1023,96	30325,49	40	
41		1829,04	292,85	291,29	293,29	10,80	2,00	2,00	Mixte	36,34	19,71	14,00	1791,93	60382,62	1073,66	46677,87	555,55	30881,05	41	
42		1879,04	292,51	291,19	293,19	10,80	2,00	2,00	Mixte	37,30	16,46	19,89	1840,94	62203,56	904,28	47582,14	847,19	31728,23	42	
43		1929,04	292,51	291,09	293,09	10,80	2,00	2,00	Mixte	36,90	17,80	17,39	1854,95	64058,51	856,38	48438,53	932,13	32660,36	43	
44		1979,04	291,15	290,99	292,99	10,80	2,00	2,00	Mixte	41,94	2,33	53,25	1970,96	66029,46	503,29	48941,82	1766,02	34426,39	44	
45		2029,04	291,15	290,89	292,89	10,80	2,00	2,00	Mixte	41,54	3,44	50,05	2086,97	68116,43	144,40	49086,22	2582,53	37008,91	45	
46		2079,24	291,15	290,79	292,79	10,80	2,00	2,00	Mixte	41,14	4,57	46,92	2088,98	70183,41	200,45	49286,67	2424,44	39433,35	46	
47		2088,50	291,11	290,75	292,75	10,80	2,00	2,00	Mixte	40,99	4,57	45,80	747,42	70930,82	87,05	49373,72	843,76	40277,11	47	
48		2108,50	290,93	289,86	291,86	10,80	2,00	2,00	Mixte	41,16	4,52	47,07	51,88	70982,70	6,01	49378,72	58,65	40335,75	47	
49		2129,04	290,83	289,80	291,80	10,80	2,00	2,00	Mixte	38,66	12,02	28,87	319,17	71301,87	66,14	49445,87	303,63	40639,38	48	
50		2179,04	290,83	289,70	291,70	10,80	2,00	2,00	Mixte	38,48	12,81	27,81	869,41	72171,28	277,57	49723,44	638,49	41275,87	49	
51		2229,04	290,83	289,60	291,60	10,80	2,00	2,00	Mixte	38,07	13,92	24,88	1913,74	74085,02	663,24	50396,68	1312,17	42588,04	50	
52		2279,04	289,82	289,50	291,50	10,80	2,00	2,00	Mixte	37,66	15,26	22,20	1893,28	75978,30	729,49	51116,17	1176,95	43764,99	51	
53		2329,04	289,82	289,39	291,39	10,80	2,00	2,00	Mixte	42,09	1,91	54,48	1993,81	77972,11	429,30	51545,47	1917,02	45882,01	52	
53'		2341,04	290,03	289,37	291,37	10,80	2,00	2,00	Mixte	41,68	3,04	51,19	2094,35	80068,45	123,88	51689,45	2841,68	48323,67	53	
53"		2349,04	290,30	288,47	290,47	13,50	2,00	2,00	Mixte	39,95	8,05	37,97	489,93	80556,38	66,60	51736,05	535,08	48958,75	53"	
54		2379,04	291,32	288,41	290,41	13,50	2,00	2,00	Déblai	37,91	28,72	7,81	311,44	80867,92	147,09	51883,14	183,11	49041,87	54	
55		2406,16	289,52	288,36	290,36	13,50	2,00	2,00	Mixte	40,87	65,08	0,00	1181,55	82049,37	1406,89	53290,02	117,11	49158,98	55	
56		2456,16	288,84	288,26	290,26	13,50	2,00	2,00	Mixte	40,18	19,39	21,37	1068,97	83148,34	1145,46	54435,48	289,73	49448,71	56	
57		2506,16	288,84	288,16	290,16	13,50	2,00	2,00	Mixte	42,90	9,04	40,20	2076,92	85225,26	710,66	55146,14	1539,15	50987,87	57	
58		2556,16	288,80	288,06	290,06	13,50	2,00	2,00	Mixte	42,50	10,49	37,28	2135,09	87360,35	488,03	55634,17	1937,08	52924,94	58	
59		2606,16	289,40	287,96	289,96	13,50	2,00	2,00	Mixte	41,87	12,86	32,73	2109,25	89469,60	583,55	56217,72	1750,22	54675,16	59	
59'		2614,16	289,34	287,37	289,37	13,50	2,00	2,00	Mixte	39,47	22,23	16,93	2033,42	91503,02	877,16	57094,88	1241,46	55916,62	59'	
60		2656,16	289,00	287,27	289,27	13,50	2,00	2,00	Mixte	37,37	31,05	4,84	307,46	91810,48	213,21	57308,08	87,14	56003,77	60	
61		2706,16	288,04	287,14	289,14	13,50	2,00	2,00	Mixte	38,30	27,08	9,99	1588,81	93399,29	1220,68	58528,76	311,48	56315,25	61	
62		2756,16	287,87	287,02	289,02	13,50	2,00	2,00	Mixte	41,65	13,69	31,18	1998,56	95397,85	1019,29	59548,06	1028,14	57344,39	62	
63		2806,16	287,53	286,89	288,89	13,50	2,00	2,00	Mixte	42,63	10,01	38,23	2106,98	97504,83	582,47	60140,53	1735,28	59079,67	63	
64		2856,16	288,15	286,77	288,77	13,50	2,00	2,00	Mixte	42,68	9,83	38,59	2218,22	99723,05	515,75	60656,28	1897,48	61077,15	64	
64'		2863,16	288,17	286,99	287,99	13,50	2,00	2,00	Mixte	39,85	20,88	19,31	1898,44	101627,49	701,84	61358,12	1331,89	62409,05	64'	
65		2906,16	288,31	285,89	287,89	13,50	2,00	2,00	Mixte	39,70	21,28	18,38	79,44	101700,93	41,90	61400,02	37,64	62446,69	65	
66		2956,16	288,84	285,78	287,78	13,50	2,00	2,00	Déblai	37,96	36,42	0,00	271,94	101972,87	202,06	61602,08	64,37	62511,05	66	
67		3006,16	287,41	285,67	287,67	13,50	2,00	2,00	Déblai	38,90	45,48	0,00	1652,38	103625,24	1760,47	63362,85	0,00	62511,05	67	
68		3053,44	287,41	285,56	287,56	13,50	2,00	2,00	Mixte	41,47	71,32	0,00	2009,37	105634,62	2919,69	66282,24	0,00	62511,05	68	
69		3079,01	287,41	285,60	287,50	13,50	2,00	2,00	Mixte	38,25	27,27	9,73	1993,15	107627,76	2464,90	68747,14	243,24	62764,30	69	
69'		3087,01	287,34	285,11	287,11	19,40	2,00	2,00	Mixte	37,82	29,09	7,32	1798,38	109426,15	1332,45	70079,59	403,16	63157,45	69'	
70		3129,01	287,00	285,04	287,04	19,40	2,00	2,00	Mixte	37,59	30,09	6,05	964,14	110390,29	756,80	70836,19	171,02	63328,47	70	
71		3179,01	287,25	284,96	286,96	19,40	2,00	2,00	Déblai	43,95	50,37	0,00	326,28	110716,57	321,95	71158,14	24,22	63352,69	71	
72		3229,01	285,36	284,87	286,87	19,40	2,00	2,00	Mixte	43,17	43,36	4,98	1829,46	112546,03	1968,14	73126,28	104,62	63457,31	72	
73		3243,41	285,97	284,85	286,85	19,40	2,00	2,00	Déblai	44,18	52,93	0,00	2183,88	114729,91	2407,09	75533,36	124,56	63581,87	73	
									Mixte	49,07	11,44	43,12	2331,32	117061,23	1608,06	77142,42	1077,96	64659,82		
									Mixte	46,54	24,63	25,12	688,37	117749,60	259,85	77402,06	491,35	65151,16		

N° Profils	Tronçon	Distances Cumulées (m)	Cotes TN (m)	Cote projet (m)		Géométrie du canal			Profil canal	Largeur décapage (m)	Section (m2)		Surface décapage (m2)		Volume déblais (m3)		Volume remblais (m3)		N° Profils	Observations
				Radier	Berge	B (m)	H (m)	Pente (o/oo)			Déblais	Remblais	Partielle	Cumulée	Partiel	Cumulé	Partiel	Cumulé		
74	H	3250,45	285,99	284,84	286,84	19,40	2,00	2,00	Mixte	46,41	25,31	24,29	327,17	118076,77	175,76	77577,83	173,94	65325,10	74	
75		3279,01	286,76	284,79	286,79	19,40	2,00	2,00	Mixte	43,14	43,55	4,80	1278,76	119355,53	983,30	78561,13	415,41	65740,51	75	
76		3329,01	286,90	284,71	286,71	19,40	2,00	2,00	Déblai	43,78	48,46	0,00	2172,88	121528,41	2300,32	80861,44	120,03	66860,54	76	
77		3379,01	285,98	284,63	286,63	19,40	2,00	2,00	Mixte	45,60	29,71	19,08	2234,32	123762,73	1954,31	82815,75	476,91	66337,45	77	
78		3429,01	285,55	284,54	286,54	19,40	2,00	2,00	Mixte	46,99	22,22	28,14	2314,59	126077,32	1298,42	84114,17	1180,52	67517,97	78	
79		3465,11	287,17	284,48	286,48	19,40	2,00	2,00	Déblai	45,76	70,64	0,00	1674,01	127751,33	1676,18	85790,35	508,01	68025,98	79	
80		3515,11	286,27	284,40	286,40	19,40	2,00	2,00	Mixte	43,54	41,27	6,95	2323,92	129983,65	2797,77	88586,12	173,68	68199,67	80	
81		3563,21	286,16	284,32	286,32	19,40	2,00	2,00	Mixte	43,66	40,58	7,62	2096,99	132080,64	1968,48	90556,61	350,27	68549,94	81	
82		3613,21	286,88	284,24	286,24	19,40	2,00	2,00	Déblai	45,58	68,60	0,00	2230,88	134311,52	2729,36	93288,96	190,42	68740,36	82	
83		3667,21	284,30	284,15	286,15	19,40	2,00	2,00	Mixte	50,41	4,80	53,58	2591,63	136903,15	1981,84	95267,80	1446,54	70186,91	83	
84	3721,71	285,00	284,06	286,06	19,40	2,00	2,00	Mixte	47,25	20,85	29,93	2661,10	139364,25	698,96	95966,76	2275,48	72462,39	84		
85	3771,71	286,39	283,98	285,98	19,40	2,00	2,00	Déblai	44,67	58,33	0,00	2297,88	141862,13	1979,45	97946,21	748,21	73210,60	85		
86	3821,71	284,77	283,89	285,89	19,40	2,00	2,00	Mixte	47,50	19,49	31,71	2304,32	144166,45	1945,62	99891,83	792,86	74003,46	86		
87	3871,71	286,29	283,81	285,81	19,40	2,00	2,00	Déblai	44,93	61,27	0,00	2310,88	146477,33	2019,12	101910,96	792,86	74796,31	87		
88	3906,17	286,35	283,75	285,75	19,40	2,00	2,00	Déblai	45,40	66,56	0,00	1956,38	148033,72	2202,57	104113,53	0,00	74796,31	88		
89	4124,54	285,42	283,39	285,39	19,40	2,00	2,00	Déblai	43,13	41,41	0,00	9665,60	157699,31	11788,30	115901,83	0,00	74796,31	89		
90	4174,54	285,72	283,31	285,31	19,40	2,00	2,00	Déblai	44,66	58,21	0,00	2194,57	159893,89	2490,34	118392,17	0,00	74796,31	90		
91	4224,54	285,57	283,23	285,23	19,40	2,00	2,00	Déblai	44,39	55,22	0,00	2226,14	162120,02	2835,62	121227,79	0,00	74796,31	91		
91'	4268,54	285,42	283,15	285,15	41,50	2,00	0,56	Déblai	65,74	94,33	0,00	2422,98	164543,00	3290,35	124518,14	0,00	74796,31	91'	Fin revêtement	
92	4274,54	285,40	283,14	285,14	41,50	2,00	0,56	Déblai	65,70	93,65	0,00	394,11	164937,12	563,66	125081,80	0,00	74796,31	92		
93	4314,52	283,74	283,08	285,08	41,50	2,00	0,56	Mixte	70,02	36,30	37,82	2712,95	167650,06	2597,56	127679,36	756,09	75552,40	93		
94	4364,52	283,72	282,99	284,99	41,50	2,00	0,56	Mixte	69,77	38,96	36,00	3494,59	171144,65	1881,48	129560,84	1845,58	77397,98	94		
95	4414,52	283,48	282,91	284,91	41,50	2,00	0,56	Mixte	70,39	32,30	40,61	3504,03	174648,68	1781,64	131342,48	1915,18	79313,16	95		
96	4475,63	283,10	282,81	284,81	41,50	2,00	0,56	Mixte	71,51	20,61	49,15	4335,91	178984,59	1616,70	132959,18	2742,40	82055,56	96		
97	4491,63	282,98	282,78	284,78	41,50	2,00	0,56	Mixte	71,88	16,72	52,11	1147,15	180131,75	298,65	133257,83	810,06	82865,62	97		
98	4541,63	282,74	282,70	284,70	41,50	2,00	0,56	Mixte	72,51	10,23	57,22	3609,92	183741,67	673,73	133931,56	2733,32	85598,95	98		
98'	4554,13	282,68	282,68	284,68	41,50	2,00	0,56	Mixte	72,67	8,61	58,52	907,61	184649,28	117,77	134049,33	723,55	86322,49	98'	Fin canal	
99	4591,63	282,50																	99	
100	4641,63	282,00																	100	
101	4690,63	282,00																	101	
TOTAUX																				

4.8 ANNEXE VIII:

CANAL DE ZOGONA

Revêtement du canal / Avant-métré

Sans bassin d'orage

N° Profils	Tronçon	Distances Cumulées (m)	Géométrie du canal		Y2 (m)	Y1 (m)	T1 (m)	T2 (m)	L (m)	Volume béton (m3)		Joint de dilatation (m)		Joint de construction (m)		N° Profils	Observations
			B (m)	H (m)						Partiel	Cumulé	Partiel	Cumulé	Partiel	Cumulé		
1		117.00														1	Départ canal
8'	B	379.50	4.40	2.00	0.04	1.96	2.77	2.20	10.33	325.50	325.50	751.04	751.04	714.58	714.58	8'	
18	C	765.00	5.40	2.00	0.05	1.95	2.75	2.70	11.31	522.98	848.48	1 134.18	1 885.22	1 111.86	1 826.44	18	
28'	D	1280.00	7.30	2.00	0.07	1.93	2.73	3.65	13.15	812.78	1 661.26	1 594.43	3 479.65	1 643.87	3 470.31	28'	
38'	E	1705.31	9.30	2.00	0.09	1.91	2.70	4.65	15.10	770.44	2 431.70	1 385.65	4 865.30	1 495.37	4 965.67	38'	
53'	F	2341.04	10.80	2.00	0.11	1.89	2.68	5.40	16.55	1 262.83	3 694.53	2 148.43	7 013.73	2 389.66	7 355.33	53'	
69	G	3079.01	13.50	2.00	0.14	1.87	2.64	6.75	19.18	1 698.30	5 392.83	2 655.31	9 669.04	3 096.72	10 452.05	69	
91	H	4224.54	19.40	2.00	0.19	1.81	2.55	9.70	24.91	3 424.50	8 817.33	4 669.18	14 338.22	5 901.77	16 353.83	91	
98'	I	4554.13	41.50	2.00	0.42	1.59	2.24	20.75	46.39	1 834.83	10 652.16	1 933.37	16 271.59	2 877.97	19 231.80	98'	Fin canal
TOTAUX										10 652.16		16 271.59		19 231.80			

4.9 ANNEXE IX:

Devis estimatif du canal (sans l'influence du bassin de rétention)

N° d'ordre	Désignation des ouvrages	Unités	Quantités	Prix unitaire	Prix total
1	Installation de chantier	FF			65 000 000
2	Décapage	m ²	184 649,28	200	36 929 856
3	Volume des déblais	m ³	134 049,33	1200	160 859 196
4	Volume des remblais	m ³	86 322,49	1600	138 115 984
5	Béton armé	m ³	10 652,16	80 000	852 172 800
6	Joint de dilatation	ml	16 271,59	600	9 762 954
7	Joint de construction	ml	19 231,80	400	7 692 720
TOTAL					1 270 533 510

Arrêté le montant du présent devis estimatif à la somme de: UN MILLIARD DEUX CENT SOIXANTE DIX MILLIONS CINQ CENT TRENTE TROIS MILLE CINQ CENT DIX FRANCS/CFA (1 270 533 510 F/CFA/HT).

Remarque :

Les différents prix appliqués sont des prix unitaires utilisés au niveau de GTAH et de la Cellule de Formation Professionnelle à l'Ingénierie(CFPI)

4.10 ANNEXE X :

Calcul des cubatures de terrassements

Avec influence du bassin d'orage

N°	Tronçon Profils	Distances Cumulées (m)	Cotes TN (m)	Cote projet (m)		Géométrie du canal			Profil canal	Largeur décapage (m)	Section (m2)		Surface décapage (m2)		Volume déblais (m3)		Volume remblais (m3)		N° Profils	Obser
				Radier	Berge	B	H	Pente (o/oo)			Déblais	Remblais	Partielle	Cumulée	Partiel	Cumulé	Partiel	Cumulé		
1		0.00	305.45																1	
2		50.00	305.07																2	
3		100.00	304.68																3	
3'		117.00	304.56																3'	
4		150.00	304.33																4	
5		200.00	304.08																5	
6		247.00	301.15																6	
7		297.00	300.69																7	
8		348.00	302.58																8	Bassin d'orage
8'		379.50	301.54	298.47	300.47	3.50	2.00	2.00	Déblai	31.72	42.51	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	8'	Départ
9		399.00	300.90	298.43	300.43	3.50	2.00	2.00	Déblai	29.31	24.10	0.00	595.00	595.00	649.53	649.53	0.00	0.00	9	
10		450.00	300.26	298.33	300.33	3.50	2.00	2.00	Mixte	27.71	10.48	5.60	1453.82	2048.81	881.88	1531.41	142.79	142.79	10	
11		500.00	300.63	298.23	300.23	3.50	2.00	2.00	Déblai	29.03	22.11	0.00	1418.49	3467.30	814.87	2346.28	139.99	282.79	11	
12		550.00	301.02	298.13	300.13	3.50	2.00	2.00	Déblai	30.99	36.82	0.00	1500.65	4967.95	1473.34	3819.62	0.00	282.79	12	
13		600.00	300.56	298.03	300.03	3.50	2.00	2.00	Déblai	29.55	25.92	0.00	1513.63	6481.58	1568.41	5388.03	0.00	282.79	13	
14		650.00	300.20	297.93	299.93	3.50	2.00	2.00	Déblai	28.51	18.37	0.00	1451.61	7933.20	1107.12	6495.14	0.00	282.79	14	
15		669.64	300.43	297.89	299.89	3.50	2.00	2.00	Déblai	29.59	26.19	0.00	570.55	8503.75	437.53	6932.68	0.00	282.79	15	
16		700.00	299.77	297.83	299.83	3.50	2.00	2.00	Mixte	27.67	10.55	5.39	869.17	9372.92	557.69	7490.37	81.87	364.66	16	
17		750.00	299.30	297.73	299.73	3.50	2.00	2.00	Mixte	29.15	7.97	13.78	1420.42	10793.34	462.97	7953.34	479.39	844.05	17	
18		765.00	297.79	297.70	299.70	3.50	2.00	2.00	Mixte	35.07	0.38	55.55	481.63	11274.97	62.63	8015.97	519.96	1364.01	18	
19		800.00	298.90	297.63	299.63	4.20	2.00	2.00	Mixte	31.03	6.98	21.19	1156.81	12431.78	128.90	8144.88	1342.84	2706.85	19	
20		850.00	298.35	297.53	299.53	4.20	2.00	2.00	Mixte	32.84	4.17	33.31	1596.76	14028.54	278.87	8423.74	1362.41	4069.26	20	
21		900.00	297.57	297.43	299.43	4.20	2.00	2.00	Mixte	35.56	0.69	53.93	1709.77	15738.31	121.54	8545.28	2180.91	6250.16	21	
22		950.00	298.23	297.33	299.33	4.20	2.00	2.00	Mixte	32.52	4.64	31.07	1701.79	17440.10	133.27	8678.55	2124.95	8375.11	22	
22'		958.00	298.17	296.54	298.54	4.20	2.00	2.00	Mixte	29.58	9.55	12.28	248.38	17688.49	56.77	8735.32	173.40	8548.52	22'	
23		1000.00	297.88	296.38	298.38	4.20	2.00	2.00	Mixte	30.10	8.61	15.35	1253.20	18941.68	381.43	9116.75	580.23	9128.75	23	
23'		1042.00	296.33	296.21	298.21	4.20	2.00	2.00	Mixte	35.62	0.62	54.44	1380.00	20321.69	193.87	9310.62	1465.49	10594.24	23'	
24		1050.00	296.04	295.03	297.03	4.20	2.00	2.00	Mixte	32.08	5.31	28.05	270.78	20592.46	23.72	9334.34	329.94	10924.18	24	
25		1100.00	296.04	294.93	296.93	4.20	2.00	2.00	Mixte	31.67	5.95	25.31	1593.58	22186.05	281.44	9615.77	1333.87	12258.05	25	
26		1150.00	297.11	294.83	296.83	4.20	2.00	2.00	Déblai	29.25	20.30	0.00	1523.02	23709.06	656.29	10272.06	632.67	12890.72	26	
27		1200.00	295.57	294.72	296.72	4.20	2.00	2.00	Mixte	32.73	4.32	32.57	1549.58	25258.65	615.67	10887.73	814.13	13704.85	27	
28		1250.00	296.24	294.62	296.62	4.20	2.00	2.00	Mixte	29.64	9.44	12.64	1559.28	26817.92	344.09	11231.81	1130.13	14834.98	28	
28'		1280.00	295.06	294.56	296.56	4.20	2.00	2.00	Mixte	34.12	2.41	42.73	956.48	27774.40	177.69	11409.50	830.55	15665.53	28'	
28''		1288.00	294.74	293.38	295.38	6.20	2.00	2.00	Mixte	32.62	10.41	18.85	267.00	28041.40	51.28	11460.79	246.31	15911.84	28''	
29		1300.00	294.27	293.36	295.36	6.20	2.00	2.00	Mixte	34.42	6.64	30.68	402.27	28443.66	102.32	11563.11	297.14	16208.98	29	
30		1350.00	293.32	293.26	295.26	6.20	2.00	2.00	Mixte	37.82	0.59	56.38	1805.90	30249.57	180.83	11743.93	2176.46	18385.44	30	

31	1400.00	293.32	293.15	295.15	6.20	2.00	2.00	2.00	Mixte	37.41	1.24	53.11	1880.78	32130.34	45.73	11789.66	2737.27	21122.71	31
32	1450.00	294.66	293.05	295.05	6.20	2.00	2.00	2.00	Mixte	32.05	11.70	15.32	1736.65	33866.99	323.50	12113.16	1710.80	22833.51	32
33	1461.00	293.40	293.03	295.03	6.20	2.00	2.00	2.00	Mixte	36.60	2.59	46.70	377.60	34244.59	78.61	12191.77	341.13	23174.66	33
34	1500.00	294.74	292.95	294.95	6.20	2.00	2.00	2.00	Mixte	30.93	14.35	8.78	1316.88	35561.47	330.32	12522.09	1081.85	24256.49	34
35	1549.08	294.74	292.85	294.85	6.20	2.00	2.00	2.00	Mixte	30.53	15.32	6.59	1508.22	37069.69	728.12	13250.21	377.01	24633.50	35
36	1598.15	293.59	292.76	294.76	6.20	2.00	2.00	2.00	Mixte	34.74	6.01	32.91	1601.71	38671.40	523.41	13773.62	969.17	25602.67	36
37	1647.23	293.65	292.66	294.66	6.20	2.00	2.00	2.00	Mixte	34.10	7.27	28.51	1689.30	40360.70	325.96	14099.58	1507.10	27109.77	37
38	1696.31	293.69	292.56	294.56	6.20	2.00	2.00	2.00	Mixte	33.55	8.42	24.78	1660.09	42020.79	385.13	14484.71	1307.74	28417.51	38
38'	1705.31	293.32	292.54	294.54	6.20	2.00	2.00	2.00	Mixte	34.96	5.57	34.50	308.32	42329.11	62.98	14547.69	266.79	28684.30	38'
38"	1713.31	292.99	291.52	293.52	6.90	2.00	2.00	2.00	Mixte	32.89	12.42	16.25	271.42	42600.53	71.97	14619.67	203.01	28887.31	38"
39	1729.96	292.30	291.49	293.49	6.90	2.00	2.00	2.00	Mixte	35.51	6.46	33.50	569.42	43169.94	157.12	14776.78	414.22	29301.53	39
40	1779.04	293.20	291.39	293.39	6.90	2.00	2.00	2.00	Mixte	31.52	15.89	8.23	1644.71	44814.65	548.39	15325.17	1023.96	30325.49	40
41	1829.04	292.85	291.29	293.29	6.90	2.00	2.00	2.00	Mixte	32.52	13.34	14.00	1600.83	46415.48	730.85	16056.02	555.55	30881.05	41
42	1879.04	292.51	291.19	293.19	6.90	2.00	2.00	2.00	Mixte	33.48	11.01	19.89	1649.84	48065.32	608.77	16664.80	847.19	31728.23	42
43	1929.04	292.51	291.09	293.09	6.90	2.00	2.00	2.00	Mixte	33.08	11.97	17.39	1663.85	49729.17	574.40	17239.20	932.13	32660.36	43
44	1979.04	291.15	290.99	292.99	6.90	2.00	2.00	2.00	Mixte	38.12	1.37	53.25	1779.86	51509.02	333.29	17572.49	1766.02	34426.39	44
45	2029.04	291.15	290.89	292.89	6.90	2.00	2.00	2.00	Mixte	37.72	2.09	50.05	1895.87	53404.89	86.38	17658.87	2582.53	37008.91	45
46	2079.04	291.15	290.79	292.79	6.90	2.00	2.00	2.00	Mixte	37.32	2.84	46.92	1875.88	55280.76	123.13	17782.00	2424.44	39433.35	46
47	2097.24	291.15	290.75	292.75	6.90	2.00	2.00	2.00	Mixte	37.17	3.11	45.80	677.86	55958.62	54.11	17836.11	843.76	40277.11	47
47'	2098.50	291.11	290.75	292.75	6.90	2.00	2.00	2.00	Mixte	37.34	2.80	47.07	47.05	56005.67	3.73	17839.84	58.65	40335.75	47'
48	2106.50	290.83	289.85	291.85	6.90	2.00	2.00	2.00	Mixte	34.84	7.89	28.87	288.61	56294.28	42.75	17882.60	303.63	40639.38	48
49	2129.04	290.83	289.80	291.80	6.90	2.00	2.00	2.00	Mixte	34.66	8.30	27.61	783.26	57077.54	182.50	18065.09	636.49	41275.87	49
50	2179.04	290.83	289.70	291.70	6.90	2.00	2.00	2.00	Mixte	34.25	9.22	24.88	1722.64	58800.18	438.01	18503.10	1312.17	42588.04	50
51	2229.04	290.83	289.60	291.60	6.90	2.00	2.00	2.00	Mixte	33.84	10.16	22.20	1702.18	60502.36	484.51	18987.61	1176.95	43764.99	51
52	2279.04	289.62	289.50	291.50	6.90	2.00	2.00	2.00	Mixte	38.27	1.09	54.48	1802.71	62305.07	281.36	19268.97	1917.02	45682.01	52
53	2329.04	289.62	289.39	291.39	6.90	2.00	2.00	2.00	Mixte	37.86	1.83	51.19	1903.25	64208.31	73.07	19342.05	2641.66	48323.67	53
53'	2341.04	290.03	289.37	291.37	6.90	2.00	2.00	2.00	Mixte	36.13	5.17	37.97	444.05	64652.36	41.98	19384.03	535.08	48858.75	53'
53"	2349.04	290.30	288.47	290.47	7.70	2.00	2.00	2.00	Mixte	32.23	17.60	7.81	273.42	64925.78	91.05	19475.08	183.11	49041.87	53"
54	2379.04	291.32	288.41	290.41	7.70	2.00	2.00	2.00	Déblai	35.18	49.15	0.00	1011.04	65936.83	1001.05	20476.14	117.11	49158.98	54
55	2406.16	289.62	288.36	290.36	7.70	2.00	2.00	2.00	Mixte	34.49	11.52	21.37	944.82	66881.64	822.68	21298.81	289.73	49448.71	55
56	2456.16	288.84	288.26	290.26	7.70	2.00	2.00	2.00	Mixte	37.22	5.08	40.20	1792.72	68674.37	414.96	21713.77	1539.15	50987.87	56
57	2506.16	288.84	288.16	290.16	7.70	2.00	2.00	2.00	Mixte	36.82	5.96	37.28	1850.89	70525.26	275.83	21989.60	1937.08	52824.94	57
58	2556.16	288.90	288.06	290.06	7.70	2.00	2.00	2.00	Mixte	36.18	7.41	32.73	1825.05	72350.31	334.26	22323.86	1750.22	54675.16	58
59	2606.16	289.40	287.96	289.96	7.70	2.00	2.00	2.00	Mixte	33.79	13.35	16.93	1749.22	74099.53	519.01	22842.87	1241.46	55916.62	59
59'	2614.16	289.34	287.37	289.37	7.70	2.00	2.00	2.00	Mixte	31.68	19.15	4.84	261.97	74361.50	130.03	22972.90	87.14	56003.77	59'
60	2656.16	289.00	287.27	289.27	7.70	2.00	2.00	2.00	Mixte	32.61	16.51	9.99	1350.10	75711.60	748.83	23721.73	311.48	56315.25	60
61	2706.16	288.04	287.14	289.14	7.70	2.00	2.00	2.00	Mixte	35.96	7.93	31.18	1714.36	77425.96	611.10	24332.83	1029.14	57344.39	61
62	2756.16	287.67	287.02	289.02	7.70	2.00	2.00	2.00	Mixte	36.95	5.67	38.23	1822.78	79248.74	339.92	24672.75	1735.28	59079.67	62
63	2808.16	287.53	286.89	288.89	7.70	2.00	2.00	2.00	Mixte	37.00	5.56	38.59	1922.65	81171.38	291.80	24964.54	1997.48	61077.15	63
63'	2854.16	288.12	286.78	288.78	7.70	2.00	2.00	2.00	Mixte	34.17	12.35	19.31	1636.96	82808.34	411.90	25376.44	1331.89	62409.05	63'
64	2856.16	288.15	286.77	288.77	7.70	2.00	2.00	2.00	Mixte	34.02	12.73	18.38	68.09	82876.43	250.51	25740.49	37.64	62446.69	64
64'	2863.16	288.17	286.99	287.99	7.70	2.00	2.00	2.00	Déblai	32.28	24.62	0.00	232.14	83108.57	130.81	25532.29	64.37	62511.05	64'
65	2906.16	288.31	285.89	287.89	7.70	2.00	2.00	2.00	Déblai	33.22	32.32	0.00	1407.98	84516.55	1224.26	26756.56	0.00	62511.05	65
66	2956.16	288.84	285.78	287.78	7.70	2.00	2.00	2.00	Déblai	35.79	54.53	0.00	1725.17	86241.72	2171.29	28927.84	0.00	62511.05	66

Etude de la solution alternative à l'embranchement du canal primaire de drainage des eaux pluviales de Zagona à Ouagadougou

67	3006.16	287.41	285.67	287.67	7.70	2.00	2.00	Mixte	32.57	16.64	9.73	1708.95	87950.67	1779.17	30707.01	243.24	62754.30	67
68	3053.44	287.41	285.56	287.56	7.70	2.00	2.00	Mixte	32.14	17.84	7.32	1529.64	89480.31	815.18	31522.19	403.16	63157.45	68
69	3079.01	287.41	285.50	287.50	7.70	2.00	2.00	Mixte	31.91	18.50	6.05	818.80	90299.12	464.71	31986.90	171.02	63328.47	69
69'	3087.01	287.34	285.11	287.11	10.40	2.00	2.00	Déblai	35.13	31.98	0.00	268.24	90567.36	202.00	32188.91	24.22	63352.69	69'
70	3129.01	287.00	285.04	287.04	10.40	2.00	2.00	Mixte	34.35	24.56	4.98	1459.04	92026.41	1187.13	33376.03	104.62	63457.31	70
71	3179.01	287.25	284.96	286.96	10.40	2.00	2.00	Déblai	35.36	34.02	0.00	1742.88	93769.29	1464.45	34840.49	124.56	63581.87	71
72	3229.01	285.36	284.87	286.87	10.40	2.00	2.00	Mixte	40.25	5.77	43.12	1890.32	95659.61	994.84	35835.33	1077.95	64659.82	72
73	3243.41	285.97	284.85	286.85	10.40	2.00	2.00	Mixte	37.72	13.31	25.12	561.36	96220.97	137.42	35972.75	491.35	65151.16	73
74	3250.45	285.99	284.84	286.84	10.40	2.00	2.00	Mixte	37.59	13.71	24.29	265.07	96486.04	95.14	36067.89	173.94	65325.10	74
75	3279.01	286.76	284.79	286.79	10.40	2.00	2.00	Mixte	34.32	24.68	4.80	1026.86	97512.91	548.19	36616.08	415.41	65740.51	75
76	3329.01	286.90	284.71	286.71	10.40	2.00	2.00	Déblai	34.96	30.45	0.00	1731.88	99244.79	1378.20	37994.28	120.03	65860.54	76
77	3379.01	285.98	284.63	286.63	10.40	2.00	2.00	Mixte	36.78	16.31	19.08	1793.32	101038.11	1169.04	39163.32	476.91	66337.45	77
78	3429.01	285.55	284.54	286.54	10.40	2.00	2.00	Mixte	38.17	11.92	28.14	1873.59	102911.70	705.66	39868.98	1180.52	67517.97	78
79	3465.11	287.17	284.48	286.48	10.40	2.00	2.00	Déblai	36.94	48.25	0.00	1355.61	104267.31	1086.18	40955.15	508.01	68025.98	79
80	3515.11	286.27	284.40	286.40	10.40	2.00	2.00	Mixte	34.72	23.28	6.95	1791.32	106058.63	1788.45	42743.60	173.68	68199.67	80
81	3563.21	286.16	284.32	286.32	10.40	2.00	2.00	Mixte	34.84	22.85	7.62	1672.75	107731.37	1109.46	43853.06	350.27	68549.94	81
82	3613.21	286.88	284.24	286.24	10.40	2.00	2.00	Déblai	36.76	46.61	0.00	1789.88	109521.26	1736.65	45589.71	190.42	68740.36	82
83	3667.21	284.30	284.15	286.15	10.40	2.00	2.00	Mixte	41.59	2.12	53.58	2115.35	111636.60	1315.74	46905.45	1446.54	70186.91	83
84	3721.71	285.00	284.06	286.06	10.40	2.00	2.00	Mixte	38.43	11.12	29.93	2180.41	113817.01	360.68	47266.13	2275.48	72462.39	84
85	3771.71	286.39	283.98	285.98	10.40	2.00	2.00	Déblai	35.85	38.35	0.00	1856.88	115673.90	1236.82	48502.95	748.21	73210.60	85
86	3821.71	284.77	283.89	285.89	10.40	2.00	2.00	Mixte	38.68	10.34	31.71	1863.32	117537.21	1217.32	49720.27	792.86	74003.46	86
87	3871.71	286.29	283.81	285.81	10.40	2.00	2.00	Déblai	36.11	40.72	0.00	1869.88	119407.10	1276.36	50996.62	792.86	74796.31	87
88	3906.17	286.35	283.75	285.75	10.40	2.00	2.00	Déblai	36.58	44.97	0.00	1252.45	120659.54	1476.39	52473.01	0.00	74796.31	88
89	4124.54	285.42	283.39	285.39	10.40	2.00	2.00	Déblai	34.31	24.83	0.00	7739.57	128399.12	7621.12	60094.13	0.00	74796.31	89
90	4174.54	285.72	283.31	285.31	10.40	2.00	2.00	Déblai	35.84	38.25	0.00	1753.57	130152.69	1577.09	61671.22	0.00	74796.31	90
91	4224.54	285.57	283.23	285.23	10.40	2.00	2.00	Déblai	35.57	35.86	0.00	1785.14	131937.83	1852.77	63523.99	0.00	74796.31	91
91'	4268.54	285.42	283.15	285.15	24.60	2.00	0.56	Déblai	49.18	62.26	0.00	1864.54	133802.36	2158.61	65682.60	0.00	74796.31	91'
92	4274.54	285.40	283.14	285.14	24.60	2.00	0.56	Déblai	49.14	61.74	0.00	294.79	134097.15	371.81	66054.41	0.00	74796.31	92
93	4314.52	283.74	283.08	285.08	24.60	2.00	0.56	Mixte	53.46	19.62	37.82	2050.80	136147.95	1626.33	67680.75	756.09	75552.40	93
94	4364.52	283.72	282.99	284.99	24.60	2.00	0.56	Mixte	53.20	21.23	36.00	2666.49	138814.44	1021.19	68701.94	1845.58	77397.98	94
95	4414.52	283.48	282.91	284.91	24.60	2.00	0.56	Mixte	53.83	17.20	40.61	2675.93	141490.37	980.83	69662.77	1915.18	79313.16	95
96	4475.63	283.10	282.81	284.81	24.60	2.00	0.56	Mixte	54.95	10.17	49.15	3323.81	144814.18	836.37	70499.15	2742.40	82055.56	96
97	4491.63	282.98	282.78	284.78	24.60	2.00	0.56	Mixte	55.32	7.85	52.11	882.16	145696.34	144.17	70843.32	810.06	82865.62	97
98	4541.63	282.74	282.70	284.70	24.60	2.00	0.56	Mixte	55.95	3.98	57.22	2781.82	148478.16	295.84	70939.16	2733.32	85598.95	98
98'	4554.13	282.68	282.68	284.68	24.60	2.00	0.56	Mixte	56.11	3.03	58.52	700.54	149178.70	43.82	70982.98	723.55	86322.49	98'
99	4591.63	282.50																99
100	4641.63	282.00																100
101	4690.63	282.00																101
TOTAUX																		

4.11 ANNEXE XI :

CANAL DE ZOGONA

Revêtement du canal / Avant-métré

Avec influence du bassin d'orage

N° Profils	Tronçon	Distances Cumulées (m)	Géométrie du canal		Y2 (m)	Y1 (m)	T1 (m)	T2 (m)	L (m)	Volume béton (m3)		Joints de dilatation (ml)		Joints de construction (m)		N° Profils	Observations
			B (m)	H (m)						Partiel	Cumulé	Partiel	Cumulé	Partiel	Cumulé		
8'		379.50														8'	Départ canal
	C		3.50	2.00	0.04	1.97	2.78	1.75	9.46	437.55	437.55	1.074.86	1.074.86	993.21	993.21	18	
18		765.00															
	D		4.20	2.00	0.04	1.96	2.77	2.10	10.14	626.58	1.064.14	1.465.13	2.539.98	1.385.26	2.378.47	28'	
28'		1280.00															
	E		6.20	2.00	0.06	1.94	2.74	3.10	12.08	616.67	1.680.81	1.278.86	3.818.85	1.281.79	3.660.26	38'	
38'		1705.31															
	F		6.90	2.00	0.07	1.93	2.73	3.45	12.76	973.66	2.654.47	1.947.62	5.766.46	1.988.04	5.648.30	53'	
53'		2341.04															
	G		7.70	2.00	0.08	1.92	2.72	3.85	13.54	1.199.10	3.853.57	2.308.64	8.075.11	2.403.39	8.051.69	69	
69		3079.01															
	H		10.40	2.00	0.10	1.90	2.68	5.20	16.16	2.222.07	6.075.64	3.834.16	11.909.27	4.231.74	12.283.43	91	
91		4224.54															
	I		24.60	2.00	0.25	1.75	2.48	12.30	29.97	1.185.19	7.260.83	1.482.23	13.391.50	1.975.69	14.259.12	98'	Fin canal
98'		4554.13															
TOTAUX										7.260.83		13.391.50		14.259.12			

4.12 ANNEXE XII

Devis estimatif sommaire du canal (avec l'influence du bassin d'orage)

N° d'ordre	Désignation des ouvrages	Unités	Quantité	Prix unitaire	Prix total
1	Installation du chantier	FF			50 000 000
2	Décapage du terrain	m ²	149 178,700	200	29 835 740
3	Volume des déblais	m ³	70 982,980	1200	85 179 576
4	Volume des remblais	m ³	86 322,490	1600	138 115 984
5	Béton armé	m ³	7 260,83	80 000	580 866 400
6	Joint de dilatation	ml	13 391,12	600	8 034 900
7	Joint de construction	ml	14 259,12	400	5 703 648
TOTAL					897 736 248

Arrêté le montant du présent devis estimatif à la somme de: HUIT CENT QUATRE VINGT DIX SEPT MILLIONS SEPT CENT TRENTE SIX MILLE DEUX CENT QUARANTE HUIT FRANCS/CFA/HORS TAXES (897 736 248F/CFA/HT)

4.13. ANNEXE XIII :

DEVIS ESTIMATIF DU BASSIN DE RETENTION

N° d'ordre	Désignation	Unité	Quantités	Prix unitaire	Prix total
1	Installation du chantier			1 200	18 000 000
2	Volume de déblais	m ³	29 124,315	5 150	34 579 916
3	Maçonnerie de moellons pour le bassin de rétention	m ²	12 151,44	5 150	62 579 916
4	Maçonnerie de moellons pour des berges du bassin	m ²	2 890	4 150	11 993 500
5	Béton cyclopéen pour le déversoir	m ³	98,280	38 450	3 778 966
6	Béton armé pour ouvrage évacuateur de fond	m ³	250,200	90 000	22 518 000
7	Béton armé pour mur en bajoyer et canaux 1 et 2 pour la récupération des eaux déversées	m ³	4,550	90 000	4 009 500
	Film polyane	m ²	3 403,44	500	1 701 720
9	Garde fou de protection	ml	598	15 000	8 970 000
TOTAL					165 500 680

Arrêté le montant du présent devis à la somme de: CENT SOIXANTE CINQ MILLIONS CINQ CENT MILLE SIX CENT QUATRE VINGT FRANCS(165 500 680 F/CFA/HT)

RECAPITULATIF DES DEVIS

nontant de la solution de base (canal sans bassin de rétention):	1 270 533 510 F/CFA
nontant du bassin de rétention:	165 500 680 F/CFA
nontant de la solution alternative (canal avec bassin de rétention):	1 063 236 928 F/CFA
gain en investissement entre les deux variantes:	207 296 582 F/CFA

5. ABREVIATIONS ET SIGLES UTILISES

- E.I.E.R.** : Ecole Inter -Etats d'Ingénieurs de l'Equipement Rural.
- C.I.E.H.** : Centre Inter-Etats d'Etudes Hydrauliques
- G.T.A.H.** : Genie Civil, Transport et Aménagements Hydrauliques (Ingénieurs Conseils).
- Z.A.D.** : Zone d'Actions Diverses
- D.E.P.** : Direction des Etudes et de la Programmation
- I.D.A.** : International Development Agency (Agence Internationale pour le Developpement - Banque Mondiale).

6. BIBLIOGRAPHIE

- AFOUDA Abel, *Cours d'assainissement pluvial urbain de la Formation Initiale 2^e Année*, EIER, Ouagadougou, 1996 et 1997.
- BABA Moussa, Polycopié du *Cours sur la collecte des eaux usées*, EIER, Ouagadougou, 1988.
- BOURRIER Régis, *Les réseaux d'assainissement*, LAVOISIER, Paris, 1991.
- CARLIER M., *Hydraulique générale et appliquée*, EYROLLES, Paris 5^e, 1986.
- CHUZEVILLE Bernard, *Hydrologie tropicale et appliquée en AFRIQUE Subsaharienne*, Ministère de la Coopération et du Développement, Paris, 1990.
- DEGARDIN Francis et Le CARPENTIER Claude, Polycopié du *Cours de dynamique fluviale travaux en rivière*, EIER, Ouagadougou, Décembre 1991.
- DIOP Ibrahima, son *Cours d'hydrologie*, AGRIHMET, Niamey, 1995.
- Direction Générale du Développement. COMMISSION DES COMMUNAUTES EUROPEENNES, *Manuel des sources d'évaluation sectorielle de l'environnement. Banque de données. Version textuelle*.
- DURAND Jean Maurice, Polycopié du cours, *Petits barrages pour l'équipement rural en AFRIQUE*, EIER, Ouagadougou, Janvier 1996.
- GUIGO Maryse, *Gestion de l'environnement et études d'impact*, MASSON, Paris, 1991.
- GUISSOU O. Patrice et OUEDRAOGO Rasmané, *Etude d'impact sur l'environnement dans le cadre du projet d'alimentation en eau potable de la ville de Ouagadougou à partir de Ziga au BURKINA FASO*, Formation Continue, Cotonou, Mai et Juin 1996.
- GUISSOU O. Patrice et OUEDRAOGO Rasmané, *Etude d'impact sur l'environnement du projet d'assainissement collectif de Ouagadougou*, Formation Continue, Cotonou, Mai et Juin 1996.
- LEMOINE L. et MICHEL C, *Essai d'adaptation à l'AFRIQUE tropicale des méthodes classiques de calcul du débit des ouvrages d'assainissement urbain*, CIEH, Ouagadougou, Mai 1972.

4. MAR Lamine, *Cours d'hydraulique à surface libre de la Formation Initiale 1^{ère} Année*, EIER, Ouagadougou, 1994. 6
5. MBENGUE Antoine, *Cours d'aménagement et environnement de la Formation Initiale 3^{ème} année*, EIER, Ouagadougou, 1997. 7
6. MICHAÏLOF Serge et BRIDIER Manuel, *Guide pratique d'analyse de projets*, ECONOMICA, Paris, 1995.
7. MINISTERE DE L'ENVIRONNEMENT ET DE L'EAU, *Code de l'environnement au BURKINA FASO, Code forestier au BURKINA FASO, Stratégie nationale du sous-secteur de l'assainissement au BURKINA FASO*, Janvier 1997, Janvier 1997 et Janvier 1996.
8. MOREL A L'HUISSIER Alain, *L'assainissement des eaux pluviales en milieu urbain tropical saharien*, LUX-DEVELOPMENT, Luxembourg, 1996. 8
9. NIGG Urs, *Cours d'hydrologie et fascicules pour illustrer le cours*, EIER, Ouagadougou, 1995 et 1996.
10. VALIRON François, *Manuel d'assainissement spécifique pour les pays à faible revenu*, AGENCE DE COOPERATION CULTURELLE ET TECHNIQUE, Paris, 1991.
11. WOME K. A., *Techniques alternatives en assainissement pluvial. Etude d'un bassin de rétention totale: le bassin d'orage de l'Avenue JEAN PAUL II à Lomé*, CIEH, Ouagadougou, Avril 1993.