PN-ACP-092

PADF / HGRP

ETUDE DE CRUES DE RIVIERES A JACMEL

RAPPORT FINAL

VOLUME 1: RAPPORT

BEST AVAILABLE COPY

ESC, Ingénieurs-Conseils
Juillet 2001

ESC, Ingénieurs-Conseils, 25, Angle Impasse 23 & Fontamara 27 prolongé
Tél: 234-2225 , 556-0395 ; E-mail: ecalixte@hotmail.com

PADF/HGRP

ETUDE DE CRUES DE RIVIERES
A JACMEL

Rapport Final

L'étude de crues de rivières à Jacmel se déroule en 4 étapes :

- Un dossier intermédiaire
- Un rapport préliminaire 1
- Un rapport préliminaire 2
- [redacted]

Le rapport final comporte 3 volumes :

- [redacted]
- **Volume 2 : Plans**
- **Volume 3 : Annexes**
- [redacted]

ETUDE DE CRUES DE RIVIERES A JACMEL
RAPPORT FINAL

VOLUME 1 - RAPPORT

SOMMAIRE

1. INTRODUCTION

2. PLUVIOMETRIE

3. HYDROGRAPHIE / GEOLOGIE

4. ANALYSE DES CONDITIONS DE RUISSELLEMENT

5. RELATIONS PLUIES – DEBIT

6. DETERMINATION DES PROFONDEURS D'EAU

7. CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

CHAPITRE I. INTRODUCTION

1. Le Contexte

En Haïti, comme d'ailleurs dans la plupart des pays sous-développés le hasard et les saisons font qu'il y a rarement concomitance entre les ressources et les besoins en eau. L'insuffisance des ressources peut entraîner dans certaines régions sèches de véritables drames. De même les débits de crues de par leur niveau peuvent entraîner des catastrophes affectant toute une nation. Qui n'a pas en mémoire les catastrophes provoquées par Gordon?

Le PADF/HGRP a commandé une étude de crues pour (4) rivières de Jacmel : La Rivière des Orangers, la Gosseline, la Grande Rivière de Jacmel, la Rivière Bras Gauche en vue de déterminer:

- Les bassins versants et leurs caractéristiques susceptibles d'expliquer leur réponse hydrologique,
- Les débits de crues pour différents temps de retour et différentes conditions d'utilisation du sol,
- Des profondeurs d'eau en des points particuliers.
- La zone inondable de la rivière des Orangers lors des crues.

Les études portent :

- dans une première étape, sur l'étude générale de la pluviométrie et la détermination des bassins versants ; cette première étape fait l'objet du **dossier intermédiaire, remis à PADF/HGRP le 5 janvier 2001;**

- dans une deuxième étape, sur la prédétermination des débits de crue pour 10, 25 et 50 ans de temps de retour selon trois (3) cas d'utilisation du sol et la détermination de profondeurs d'eau en trois (3) points particuliers; cette deuxième étape fait l'objet du présent **rapport préliminaire 1 remis à PADF/HGRP le 13 février 2001.**

- dans une troisième étape, sur la détermination de la zone inondable de la rivière des Orangers à partir d'une étude topographique détaillée; cette troisième étape fait l'objet du **rapport préliminaire 2 remis à PADF/HGRP le 11 avril 2001.**

- dans une quatrième étape, sur une synthèse de l'ensemble du dossier ; ceci fait l'objet du **rapport final**.

2. Constitution des rapports antérieurs

Le présent rapport final est précédé de trois rapports dont :

- un intermédiaire.
- un rapport préliminaire 1
- un rapport préliminaire 2

2.1. Le Dossier Intermédiaire

Le dossier intermédiaire, devant traiter de la pluviométrie et de l'étude du bassin versant, était constitué de deux (2) parties :

Partie A : Rapport, constituée des chapitres suivants :

- Chapitre 1 : **Le Projet**, présentant le projet en général, le mandat du Consultant et la constitution du présent dossier ;
- Chapitre 2 : **Pluviométrie**, présentant les données pluviométriques existantes en général, leur source, leur exploitation et les modalités de leur traitement;
- Chapitre 3 : **Hydrographie**, décrivant le bassin hydrographique général et les paramètres de forme et de relief.

Partie B : Annexes, constituée des éléments suivants :

- Graphe de la distribution de la pluie mensuelle
- Pluies mensuelles
- Graphe de la distribution du nombre de jours de pluie
- Nombre de jours de pluie
- Pluies journalières
- Bassin hydrographique général
- Cartes des bassins versants
- Fiches descriptives des bassins versants
- Plan de localisation / Stations pluviométriques / Hydrographie

2.2. Le rapport préliminaire 1

Le présent **Rapport préliminaire 1** devant fournir les débits de crue pour 10 ans, 25 ans et 50 ans de temps de retour selon trois (3) cas d'utilisation du sol, est constitué de deux (2) parties

Partie A : Rapport comprenant les chapitres suivants :

- Chapitre 1 : **Introduction** présentant le projet en général et la composition du rapport **préliminaire 1**

- Chapitre 2 : **Pluviométrie,** traitant de l'analyse des pluies *journalières maximales*, les courbes IDF, et la détermination de temps de retour d'événements pluviométriques critiques.

- Chapitre 3 : **Analyse des conditions de ruissellement,** qui traite de la recherche des coefficients de ruissellement à affecter aux bassins versants, suivant les modes d'utilisation du sol et en fonction du temps de retour
- Chapitre 4 : **Relations pluie - débit ou réponse hydrologique des bassins versants** présentant les diverses méthodes utilisées, les recoupements effectués et la méthodologie de détermination des débits de crue.
- Chapitre 5 : **Détermination de profondeur d'eau** présentant les méthodes utilisées et les résultats trouvés.

Partie B.- ANNEXES comprenant l'ensemble des annexes suivantes :

1- tableau des périodes disponibles d'observation selon différentes sources

2- ajustement graphique des pluies journalières maximales (PJMAX)

3- analyse fréquentielle des pluies journalières maximales – ajustement analytique

4- graphique de détermination du temps de retour des événements Gordon et Georges

5- courbes intensité–durée-fréquence de la région et aux différentes stations

6- carte des isohyètes annuelles de la région

7- courbes hypsométriques des différents cours d'eau

8- profil en long des différents cours d'eau

9- fiche descriptive des différents cours d'eau

10- carte géologique

11- carte d'érosion et de perméabilité

12- hydrogramme de crue (modèle)

13- album photos

14- réseau hydrographique

15- rapport pluies moyennes / pluies ponctuelles

16- profils en travers relevés aux différents sites

2.3. Le rapport préliminaire 2

A cause des problèmes spécifiques causés par la rivière des Orangers, il est entrepris une étude détaillé, comprenant des levés topographiques et une étude hydraulique. Cette étude devrait permettre d'atteindre les objectifs suivants :

- déterminer les zones inondables pour le débit de 25 ans pour la rivière des Orangers.
- identifier les tronçons de la rivière où des corrections de pente sont nécessaires pour limiter l'érosion du fond.
- identifier les zones où des mesures de protection de berges sont nécessaires.
- localiser et dimensionner sommairement les mesures physiques de protection.

Il s'agissait également de déterminer pour les autres rivières :

- le niveau de l'eau de la rivière Gosseline, à Passe Duvenois
- le niveau de l'eau de l'ensemble des 3 rivières au Sud de la station Texaco
- le niveau de l'eau de l'ensemble des 3 rivières à proximité de l'Hôpital St-Michel

Le rapport préliminaire 2 était constitué de 2 volumes : le volume A et le volume B

Le volume A était ainsi constitué :

Chapitre 1 **Objectifs de l'étude**, établissant le contexte et les buts à atteindre.

Chapitre 2 **Méthodologie générale**, présentant les logiciel qui a servir à effectuer les calcul de détruits, la théorie des calculs de profils d'eau, les différentes hypothèses et le tournage du modèle.

Chapitre 3 **Analyse des résultats**, faisant apparaître l'instabilité des sections de rivières des Orangers, déterminant la capacité hydraulique des Orangers.

Chapitre 4 **Dimensionnement sommaire des ouvrages de protection**, donnant les hypothèses de calcul, la vitesse maximale et les dimensions des ouvrages aux différentes sections.

Chapitre 5 **Dimensionnement sommaire des ouvrages d'art**

Chapitre 6 **Métré sommaire et sections types**

Chapitre 7 **Conclusion et recommandations**

ANNEXES

Annexe A: Sections en Travers avec Indication de l'Emprise des Zones Inondables et l'Élévation du Plan d'Eau

Annexe B: Tableaux Détaillants les Éléments de Calcul Hydraulique pour Chaque Section Transversale Présentée à l'Annexe A

Annexe C: Profils du Plan d'Eau sur les 7.5 Kilomètres de la Rivière des Orangers

Annexe D: Tableaux des Éléments de Calcul Hydraulique sur les 7.5 Kilomètres de la Rivière des Orangers

Annexe E: Vues en Perspective des Zones Inondables le Long de la Rivière des Orangers

Annexe F: Graphiques sur la Variation de la Vitesse d'Écoulement le long de la Rivière des Orangers

Annexe G: Graphiques sur la Variation des Forces Tractives le Long de la Rivière des Orangers

Annexe H: Éléments de calcul Hydraulique du Profil de l'Eau sur la Rivière Bras Gauche, Zone Hôpital

Annexe I: Éléments de Calcul Hydraulique du Profil de l'Eau sur la Rivière Bras Gauche, Zone Texaco

Annexe J: Éléments de Calcul Hydraulique du Profil de l'Eau sous le Pont sur la Grande Rivière de Jacmel

Annexe K: Éléments de Calcul Hydraulique du Profil de l'Eau sous le Pont sur la Rivière la Gosseline

Annexe L : Éléments de calcul hydraulique du profil de l'eau sur la Rivière La Gosseline - Duvenois

Annexe M: Métré Sommaire et Sections types.

Le volume B est constitué des plans et dessins topographiques de la rivière des Orangers sur 75 km à partir de l'embouchure.

3. Constitution du rapport final

Le présent rapport final, synthèse des rapports antérieurs est constitué de 3 volumes, le volume 1, constitué du présent rapport, le volume 2 plans et dessins topographiques de la rivière des Orangers, le volume 3 les annexes.

Le volume 1 comprend :

Chapitre 1 Introduction / objectif de l'étude

Chapitre 2 Pluviométrie

Chapitre 3 Hydrographie

Chapitre 4 Analyse des conditions de ruissellement

Chapitre 5 Relations Pluies – débit et méthodologie

Chapitre 6 Détermination des profondeurs / Analyse des résultats

Chapitre 7 Recommandations pour Orangers

Le volume 2 est constitué des plans et profils de la rivière des Orangers.

Le volume 3 comprend l'ensemble des annexes.

4. Sources des données utilisées

Pour la conduite de ces études nous avons utilisé des données diverses dont les plus importantes :

Pour la pluviométrie

- les fac-similés d'enregistrement de pluies journalières compilés à Damien
- les fac-similés d'enregistrement de pluies journalières compilés chez les FIC à Jacmel
- les fac-similés d'enregistrement de pluies journalières compilés à la Direction Départementale du Sud-Est

- les résultats des ajustements de pluies, de différents pas de temps, issus des travaux de la SCET International.
- les courbes isohyètes de la République d'Haïti établies par M. Gouthier et Frères en 1966
- les données hydrologiques de la République d'Haïti, par LGL / ACDI

Pour les bassins versants :

- les cartes à 1/50 000 du Service de Géodésie et de Cartographie
- les cartes à échelle 1/25 000 du Service de Géodésie et de Cartographie
- les photographies aériennes du Service de Géodésie et de Cartographie
- les cartes des eaux de surface du Ministère de la Planification et de la Coopération Externe
- les cartes d'occupation du sol du Ministère de la planification et de la Coopération Externe
- Des données de l'IHSI sur l'occupation du sol, les cultures pratiquées

PLUVIOMETRIE

CHAPITRE 2. PLUVIOMETRIE

1. Généralités

Localisation et climat général

La région de Jacmel est située au Sud-Est d'Haïti ou plus précisément sur le versant Sud du Massif de la Selle qui sépare le Sud-Est du Département de l'Ouest d'Haïti. Ses côtes sont baignées par la Mer des Antilles qui les séparent de la côte Nord du Vénézuela et de la Colombie. La température est à peu près constante, variant de 18°C en montagne à 30°C en plaine.

Les vents des Alizés des Caraïbes balisent la région notamment dans la direction Nord-Est – Nord-Ouest.

Le relief est montagneux si l'on excepte un petit plateau d'environ 5 km de long sur 1 km de large dans les parties basses de la Gosseline à 100m d'altitude et un autre petit plateau de 4km^2 dans les parties hautes des Orangers à 700m d'altitude. Il n'existe donc pas d'élément tampon aux crues engendrées par les chutes de pluie dans les montagnes.

Le caractère parfois cyclonique des précipitations fait que cette région du Sud-Est enregistre certaines hauteurs de pluie exceptionnelles.

Il est enregistré par exemple à Ridoré, La Vallée de Jacmel en octobre 54 (cyclone Hazel) :

- en 24 heures, 535 mm de pluie (12 octobre 1954)
- en 48 heures, 1033 mm de pluie (12 et 13 octobre 1954)
- en 72 heures, 1288 mm de pluie (11, 12 et 13 octobre 1954)
- en 96 heures, 1543 mm de pluie (11, 12, 13 et 14 octobre 1954)

La même année, à Seguin, le 13 octobre 1954, il a été enregistré 396 mm de pluie en 24 heures.

Le 16 juin 1972, à Gaillard, il a été enregistré 364 mm de pluie en 24 heures.

De même, à Ridoré (La Vallée de Jacmel), il est enregistré le 29 septembre 1966 (cyclone Inès), en 24 heures, 720 mm de pluie

Ces hauteurs de pluie exceptionnelles commandent une extrême prudence dans le traitement statistique des données, puisqu'il suffit que la série des années observées incluse ou non un

12

épisode de type Hazel ou de type Inès pour modifier sensiblement les ajustements pour les période de retour élevées.

2. Les données existantes

Les données pluviométriques existantes sont en principe conservées au Ministère de l'Agriculture, Damien. Elles ont été recueillies par divers types d'observateurs , Garde d'Haïti, l'Armée d'Haïti, des agences locales du MARDNR les Frères de l'Instruction Chrétienne (FIC).

Certaines compilations ont été faites, en 1977, par LGL, avec financement de l'ACDI pour le compte de MARNDR et en 2000.

Les pluies compilées en 1977 sont publiées sous forme de pluies mensuelles, ce qui représente un sérieux handicap à leur exploitation pour les études de crues. Signalons toutefois que les périodes observées sont de beaucoup plus longues que les autres compilations ultérieures et beaucoup plus longues que les données qui restent encore à Damien.

Les pluies compilées en 2000 sont des pluies journalières enregistrées sous support électronique (gracieusement offert à ESC par PADF !). Ces enregistrements couvrent des périodes relativement courtes, inférieures à celles qui existent à Damien.

3. Emplacement des équipements et des appareils de mesure

Le bassin hydrographique de Jacmel et les régions avoisinantes sont équipés de pluviomètres et de thermomètres en certains endroits. Vers l'année 1982, un pluviographe a été installé à Jacmel, au lieu-dit Raquette. Nous avons a priori considéré un certain nombre de stations situées sur le bassins versants et hydrographique de Jacmel dans ses voisinages. Il s'agit de :

No.	Désignation	Longitude	Latitude	Altitude
050101	Bainet	72°45'	18°11'	25M
050601	Belle-Anse	72°04'	18°14'	2M
050301	Gaillard	72°23'	18°16'	200M
050201	Jacmel	72°32'	18°14'	20M
050204	Marbial	72°28'	18°20'	140M
050401	Marigot	72°20'	18°14'	5M
050202	Ridoré	72°40'	18°16'	800M
050501	Seguin	72°14'	18°19'	1680M
050203	Trouin	73°39'	18°22'	300M

Tableau 2 - 1 : Liste et emplacement des stations pluviométriques du bassin hydrographique de Jacmel et du voisinage.

Nous avons visité un certain nombre de stations :

- celle des FIC. Elle est située sur la côte, surface réceptrice 100m^2 , placée à environ 1.80m du sol et à 1.90m de distance par rapport à un immeuble haut de 2.50m ;

- celle de Raquette, au lieu-dit Raquette à Jacmel, exploité par le Ministère de l'Agriculture ; la surface réceptrice du pluviomètre est de 200cm^2 ; le pluviomètre est placé à environ 1,50m par rapport au niveau du sol. Il y existe un pluviographe installé depuis environ cinq (années) d'après les informations recueillies mais aucune information n'est disponible.
- celle de Marigot. Elle n'existe plus.

4. Périodes d'observation

Les stations pluviométriques connaissent des périodes d'observation diverses et n'ont pas été observées de façon continue. Certaines périodes observées, dépouillées en 1977, ne sont plus retrouvées. Les données mensuelles de la station de Jacmel sont publiées à partir de 1906, celles de Gaillard à partir de 1928, celles de Bainet jusqu'à 1975. On n'a pu retrouver à Damien sur les documents originaux que des données à partir de 1940 pour Jacmel, à partir de 1939 pour Gaillard et à partir de 1945 pour Bainet, toutes avec des périodes discontinues. Pour Bainet on n'a pu retrouver des données que pour 1945 (incomplètement) 1987 et 1989. Quant au fichier électronique de Damien, il ne comporte que quelques stations et quelques années d'observation.

5. Vérification des données

Les données ne sont pas de la meilleure qualité :

- Pour certaines stations et pour certaines périodes, il existe 2 formats de données pour les pluies journalières : les pluies journalières en raison d'une page par mois et les pluies journalières présentées sur une page de 12 mois. Pour des mêmes jours et parfois le même observateur, les valeurs différent notablement. Dans ces cas nous optons pour les données présentées en raison d'une page par mois ; les autres étant supposés retranscrites donc possédant une source d'erreur supplémentaire.

- pour certaines stations et pour certaines périodes, l'observateur s'est contenté d'indiquer le caractère de la pluie : pluie forte, pluie faible, pluie intense. Les années où se trouvent ces données sont pour la plupart du temps considérées incomplètes et éliminées pour certaines analyses.

- pour certaines stations et pour certaines périodes, une succession de chiffres ronds 30, 32, 31, 33... apparaissent dans les colonnes des pluies et remplissent toute l'année. Nous avons supposé qu'il s'agissait de données de température d'autant que pour ces stations, il existe des mesures de température ; ces années ont été éliminées.

- pour certaines stations et pour certaines périodes, il a été constaté trois à quatre mois d'observation. La décision dans ces cas a été plus difficile. Nous avons comparé quand c'était possible avec d'autres stations voisines avant d'écarter ces observations.

- certaines stations, malgré la longue période d'observation qu'elles possèdent n'accusent que quelques années complètes de données ; certaines périodes n'ont pas pu être retrouvées malgré de patientes recherches ; ces stations sont éliminées à cause de la courte période d'observation. Il en a été ainsi de Bainet 2 ans, de Marbial 8 ans et de Marigot 6 ans de données complètes.

Le fichier électronique de Damien (FED) a été écarté. Les longueurs étant relativement courtes; les données ne correspondent pas toujours aux originaux trouvés à Damien.

Ces considérations nous ont amené à un nombre de stations utilisées réduites et également à un nombre réduit d'années complètes d'observations pour les stations qui ont été retenues.

Station	Période d'observation	Nombre d'années complètes d'observation
BELLE-ANSE	1939-1953	21
GAILLARD	1960-1980	14
JACMEL	1939-2000	55
RIDORE	1940-1990	42
SEGUIN	1939-1973	17
TROUIN	1939-1996	24

Tableau 2 - 2 : Périodes d'observation et nombre d'années complètes retenues

6. Analyse primaire des données pluviométriques

La vérification des données, exposée au paragraphe précédent, avait pour but :

- de contrôler la véracité de l'information pluie
- d'éliminer ou de corriger éventuellement les relevés défectueux.

L'analyse primaire consiste à faire la synthèse des données brutes et à connaître le régime pluviométrique de la région.

Nous avons analysé pour les bassins versants étudiés et ceux des régions avoisinantes :

- La pluviométrie moyenne interannuelle
- Le nombre de jours de pluie moyen par mois
- La pluviométrie moyenne mensuelle et sa distribution
- Les pluies journalières

6.1 Pluviométrie moyenne interannuelle

La pluviométrie moyenne inter annuelle se présente comme suit :

Nombre d'années d'observation	Station	Altitude (mètre)	Pluie moyenne interannuelle (mm)	Pluviométrie minimale inter annuelle (mm)	Pluviométrie maximale inter annuelle (mm)
21	BELLE-ANSE	2	543	43	1071
14	GAILLARD	200	1618	1015	2098
55	JACMEL	20	1265	545	1937
42	RIDORE	800	1402	694	2749
15	SEGUIN	1680	1761	672	3510
25	TROUIN	300	1326	-	2275

Tableau 2 - 3 : Pluviométrie interannuelle

Les résultats appellent les remarques suivantes :

- La pluviométrie annuelle se révèle très forte en altitude 1761 mm à Seguin (1680 mètres d'altitude). Gaillard, 200 mètres d'altitude paraît bien arrosé.
- La taille des échantillons joue un rôle dans la distribution interannuelle de la pluviométrie. Il n'existe pas de données disponibles pour Trouin en 1954, alors qu'en 1954, à Ridoré distant de Trouin de 11 Km, on a enregistré en une seule journée 535 mm de pluies et plus de 1500 mm de pluies en 4 jours.

L'amplitude des valeurs est forte. Cela explique la grande variabilité de la pluie dans la région nous avons quand même rapproché nos résultats de ceux obtenus en 1977 dans le tableau suivant :

STATION	PLUVIOMETRIE INTERANNUELLE		
	ESC	MARNDR/ACDI	Étude Gauthier et Frères (1966)
BELLE-ANSE	543	610	605
GAILLARD	1618	1757	1664
JACMEL	1269	1278	1241
RIDORE	1402	1521	1648
SEGUIN	1761	1833	1735
TROUIN	1326	1446	1408

Tableau 2 - 4 : Comparaison de la pluviométrie interannuelle (ESC 2001 / Gauthier et Frères 1966 / MARNDR – ACDI 1977)

Bien que les périodes utilisées pour les calculs soient très différentes, les ordres de grandeur de la pluviométrie inter annuelle sont tout à fait respectées. Cependant la corrélation entre la pluviométrie aux diverses stations est très faible. Nous n'avons pas pu étendre les données :

Stations	Corrélations	Stations	Corrélations
Belle-Anse-Jacmel	0.45	Jacmel-Trouin	0.03
Jacmel-Seguin	0.27	Seguin-Ridoré	0.51
Jacmel-Ridoré	0.63		

Tableau 2 - 5 : Corréralion entre la pluviométrie des stations

6.2. Pluviométrie moyenne annuelle

BELLE-ANSE		GAILLARD		JACMEL	
Année	Précipitations Annuelles	Année	Précipitations Annuelles	Année	Précipitations Annuelles
1940	541	1963	1483	1941	1081
1941	510	1967	1709	1942	1314
1942	689	1968	1684	1943	1331
1943	431	1969	1485	1944	1107
1944	572	1970	1613	1945	1066
1945	993	1971	2042	1946	1265
1946	836	1972	2098	1949	1758
1947	488	1973	1015	1950	1215
1948	464	1974	1870	1951	1144
1949	337	1975	1786	1953	545
1950	523	1976	1084	1954	1743
1951	334	1977	1421	1955	1659
1953	455	1978	1581	1956	1838
1954	1071	1979	1783	1957	738
1955	1027			1959	1474
1956	722			1960	1163
1957	100			1961	1096
1958	43			1962	1231
1959	396			1963	1709
1960	375			1964	768
1961	506			1965	951
				1966	1228
				1967	846
				1968	1148
				1969	1661
				1970	808
				1971	1143
				1972	1048
				1973	1359

BELLE-ANSE		GAILLARD		JACMEL	
Année	Précipitations Annuelles	Année	Précipitations Annuelles	Année	Précipitations Annuelles
				1974	1401
				1975	1475
				1976	907
				1977	1125
				1978	1469
				1979	1590
				1980	1044
				1981	1367
				1982	735
				1983	1391
				1984	1331
				1985	1535
				1986	1433
				1987	1209
				1989	1397
				1990	1300
				1991	1364
				1992	1484
				1993	1232
				1994	1937
				1995	1301
				1996	1584
				1997	958
				1998	1402
				1999	1219
				2000	967

Tableau 2 - 6 : Pluviomértie Moyenne Annuelle (PMA)

RIDORE		SEGUIN		TROUIN	
Année	Précipitations Annuelles	Année	Précipitations Annuelles	Année	Précipitations Annuelles
1942	2025	1945	1487	1940	2275
1943	1598	1946	1000	1941	1897
1944	824	1953	1488	1942	1176
1945	683	1954	2681	1943	1334
1946	1271	1955	1644	1944	1016
1947	1003	1956	1747	1945	970
1952	818	1957	694	1946	1339
1953	834	1959	1346	1947	790
1954	2749	1960	1755	1948	1129
1955	1927	1961	2114	1949	1518
1956	2193	1962	1565	1950	1236
1957	1086	1963	3510	1951	2112
1958	1475	1965	1034	1952	1945
1959	986	1966	2043	1953	1506
1960	1235	1968	1225	1987	1099
1961	1070	1970	2315	1988	1212
1962	2174	1971	2296	1989	1402
1963	2174			1990	1605
1964	1508			1991	672
1965	1091			1992	1366
1966	1848			1993	854
1967	959			1994	1269
1968	1143			1995	962
1969	1484			1996	1130
1970	1108				
1971	1202				
1972	1448				
1973	984				
1974	1725				
1975	1394				
1976	1147				
1977	1816				
1978	1257				
1979	1753				
1980	1136				
1981	1531				
1982	818				
1983	1178				
1984	1858				
1985	1307				
1986	1560				
1987	1485				

Tableau 2 - 7 : Pluviomértie Moyenne Annuelle (PMA) (suite)

20

6.2 Pluviométrie moyenne mensuelle

La pluviométrie moyenne mensuelle accuse d'une façon générale des raisons bien marquées :

- Une raison humide, de Août à Octobre
- Une saison sèche, de novembre à mars
- Une autre saison humide d'Avril à Juin
- Le mois de juillet présentant généralement un creux à diverses stations

Station	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
BELLE-ANSE	20.0	18.1	24.5	49.7	80.2	50.5	75.7	68.9	68.9	76.5	32.2	27.3	543
GAILLARD	51.1	65	100.6	173.2	307.6	199.1	169.1	149.2	149.2	166.1	106.9	42.5	1618
JACMEL	36.4	50.7	91.1	158.4	203.7	113.4	144.3	128.5	144.8	144.8	76.6	38.6	1269
RIDORE	40.5	53.5	76.4	119	201.1	110.3	149.2	176.8	193.2	193.2	80.4	46.8	1402
SEGUIN	54	39.6	67.3	111.5	278.4	196.6	226.0	206.3	352.3	352.3	117.5	33.6	1860
TROUIN	46.1	37.6	92.9	110.5	196.6	102.1	130.4	161.2	179	145.6	75.8	47.9	1326

Tableau 2 - 8 : Pluviométrie Moyenne Mensuelle (PMM) (mm)

Station	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
BELLE.-ANSE (%)	4	3	5	9	15	9	4	14	13	14	6	5	100
GAILLARD(%)	3	4	6	11	19	12	5	10	9	10	7	3	100
JACMEL(%)	3	4	7	12	16	9	7	11	11	11	6	3	100
RIDORE(%)	3	4	5	8	14	8	11	11	13	14	6	3	100
SEGUIN(%)	3	2	4	7	15	10	10	12	11	18	6	2	100
TROUIN(%)	3	3	7	8	15	8	10	12	14	11	6	4	100

Tableau 2 - 9 : Distribution de la pluie moyenne mensuelle (pourcentage)

6.4 Pluies journalières maximales (PJ max)

Les pluies journalières maximales (PJ MAX) sont déterminées à chaque station.

Pour la détermination des PJ MAX, nous avons considérées certaines années à données complètes dès lors qu'un maximum jugé significatif est trouvé pour cette station.

ANNEE	DATE	PJ MAX	OBSERVATION	ANNEE	DATE	PJ MAX	OBSERVATION
	7 nov		Données Incomplètes	1955	19 sept.	65	
1940	25 oct.	34		1956	25 mars	65	
1941	22 avr.	59		1957	28 fév.	6	
1942	29 janv.	51		1958	1er sep	4	
1943	2 oct.	46		1959	19 avril	44	
1944	19 août	50		1960	4 mars	28	
1946	23 avril	60		1961	16 oct.	17	
1946	21 nov.	54		1962	4 mai	14	Données incomplètes
1947	1er sep.	44		1963	5 fév.	11	Données incomplètes
1948	19 oct.	56		1988	27 août	40	Données incomplètes
1949	13 oct.	36		1980	23 sept.	19	Données incomplètes
1950	16 août	54					
1951	13 août	31					
1952	13 mars	13	Données Incomplètes				
1953	1er oct.	27					
1954	7 sept.	60					

Tableau 2- 10 : Pluies Journalières Maximales (PJMAX à Belle-Anse) (mm)

ANNEE	DATE	PJ MAX	OBSERVATION	ANNEE	DATE	PJ MAX	OBSERVATION
1960	16 mai	75	Donn. Incomplètes	1973	22 avril	88	
1961	21 mai	109.5	Donn. Incomplètes	1974	7 juin	99	
1963	3 mai	128.9		1975	11 juin	110.8	
1967	4 mai	105.5		1976	4 nov.	84	
1968	17 août	183		1977	7 août	139.8	
1969	7 oct.	86.5		1978	14 oct.	114.2	
1970	23 août	82		1979	6 sept.	103	
1971	3 mai	173.4		1980	8 août	73.6	Données incomplètes
1972	16 juin	364					

Tableau 2 - 11 : Pluies Journalières Maximales (PJMAX à Gaillard) (mm)

ANNEE	DATE	PJ MAX	OBSERVATION	ANNEE	DATE	PJ MAX	OBSERVATION
1940	15 mai	52.2	Données incomplètes	1970	4 juin	42.8	
1941	30 avril	110		1971	13 août	94.2	
1943	4 mai	87		1972	16 juin	154	
1944	27 avril	79		1973	17 mars	140	
1945	16 mai	116		1974	5 sept.	100	
1946	2 août	112		1975	13 mai	90.4	
1947	28 mai	142	Donnés Incomplètes	1976	17 août	54	
1949	18 mai	122		1977	26 août	57.2	
1950	21 mai	85		1978	8 mai	112.5	
1951	17 août	130		1979	14 août	122.6	
1952	6 avril	135	Données incomplètes	1980	5 août	150	
1953	24 sept.	65		1981	26 mai	81	
1954	12 oct.	153.5		1982	10 mai	73	
1955	30 juin	150		1983	13 mai	91	
1956	31 oct.	246		1984	24 mai	78.6	
1957	30 mai	109		1985	12 août	75.5	
1958	16 déc.	16	Données incomplètes	1986	1er juin	85.5	
1959	15 avril	123		1987	9 déc.	61.7	
1960	9 juin	75.6		1988	21 oct.	140	Données incomplètes
1961	20 mars	76.3		1989	17 oct.	69	
1962	3 déc.	85		1990	2 mars	65	
1963	3 oct.	182		1991	30 juil.	118	
1964	27 juil.	72		1992	30 avril	80	
1965	8 nov.	46		1993	29 oct.	121	
1966	29 sept.	58		1994	13 nov.	285	
1967	5 mai	84.8		1995	12 mai	86.8	
1968	17 fév.	152.2		1996	18 juin	120.5	
1969	28 oct.	94.2		1997	10 nov.	88.2	
				1998	16 mars	52	Données incomplètes

Tableau 2 -12 : Pluies Journalières Maximales (PJMAX à Jacmel (mm)

ANNEE	DATE	PJ MAX	OBSERVATION	ANNEE	DATE	PJ MAX	OBSERVATION
1940	12 mai	175	Données incomplètes	1966	29 sept.	720	
1941	30 avril	130	Données Incomplètes	1967	12 oct.	61	
1942	11 oct.	79		1968	11 juin	70	
1943	27 oct.	96		1969	2 mars	107	
1944	19 août	92		1970	31 juil.	124	
1945	5 déc.	168		1971	14 fév.	74.5	
1946	30 oct.	112		1972	22 mai	146	
1947	20 sept.	78		1973	21 oct.	74.5	
1948	3 oct.	60		1974	9 août	101.5	
1949	30 avril	66		1975	17 sept.	100.7	
1952	11 juil.	67	Données incomplètes	1976	11 avril	196	
1953	24 sept.	35		1977	23 avril	111.5	
1954	12 oct.	535		1978	14 oct.	81.5	
1955	7 août	92		1979	8 sept.	131.3	
1956	30 oct.	258		1980	5 août	100	

ANNEE	DATE	PJ MAX	OBSERVATION	ANNEE	DATE	PJ MAX	OBSERVATION
1957	17 mai	80		1981	26 mai	79.2	
1958	20 mai	132		1982	29 juil.	43	
1959	28 mai	43.5		1983	28 août	72.2	
1960	20 avril	62		1984	19 juil.	114	Données Incomplètes
1961	22 août	100		1985	25 oct.	90.2	
1962	23 avril	64.3		1986	30 mai	119.5	
1963	4 oct.	189.2		1987	9 déc.	260	
1964	24 oct.	180		1988	14 fév.	63	Données Incomplètes
1965	29 mai	61		1990	23 sept.	19	Données Incomplètes

Tableau 2 - 13 : Pluies Journalières Maximales (PJMAX à Ridoré) (mm)

ANNEE	DATE	PJ MAX	OBSERVATION	ANNEE	DATE	PJ MAX	OBSERVATION
1939	9 déc.	14	Données Incomplètes	1959	8 mai	59	
1940	15 juin	111	Données Incomplètes	1960	9 juin	72	
1942	1er oct.	90	Données Incomplètes	1961	20 avril	82	
1943	16 juin	80		1962	23 juin	80	
1944	21 sept.	77	Données Incomplètes	1963	3 oct.	200	
1945	21 mars	156		1964	24 août	198	
1946	8 juin	156		1965	2 juil.	62	
1947	11 août	56	Données Incomplètes	1966	3 sept.	285	
1952	10 fév.	52	Données Incomplètes	1967	12 sept.	50	Données incomplètes
1953	31 juil.	81		1968	31 oct.	44	
1954	13 août	396		1969	12 août	60	Données incomplètes
1955	31 mai	92		1970	9 juil.	65	
1956	31 oct.	145		1971	15 août	63	
1957	14 mai	37		1972	16 juin	175	Données incomplètes
1958	19 déc.	28					

Tableau 2 - 14: Pluies Journalières Maximales (PJMAX à Seguin) (mm)

ANNEE	DATE	PJ MAX	OBSERVATION	ANNEE	DATE	PJ MAX	OBSERVATION
1939	4 nov.	61	Données incomplètes	1952	10 juil.	69	
1940	18 mai	50		1953	14 avril	60	
1941	27 mai	60		1962	25 mars	4	Données incomplètes
1942	3 avril	60		1987	11 mai	64.2	
1943	21 août	75		1988	13 sept.	123.7	
1944	11 sept.	51		1989	29 mars	54.9	
1945	5 déc.	100		1990	28 août	92.9	
1946	2 août	100		191	23 mai	95.8	
[illegible]	19 sept.	51		1992	21 nov.	56	
1948	22 mai	101		1993	21 nov.	56	

24

ANNEE	DATE	PJ MAX	OBSERVATION	ANNEE	DATE	PJ MAX	OBSERVATION
1949	12 oct.	98		1994	13 nov.	43.5	
1950	19 déc.	62		1995	24 fév.	47.1	
1951	15 juil.	87		1996	12 mars	319.3	

Tableau 2 - 15 : Pluies Journalières Maximales (PJMAX à Trouin) (mm)

6.5 Ajustement des Pluies Journalières Maximales (PJMAX)

L'ajustement des PJMAX du bassin hydrographique de Jacmel à des lois de probabilités connues pose 2 interrogations de taille:

- Quelle loi choisir ?
- Faut-il inclure ou pas les pluies d'origine cyclonique ?

- *La loi à choisir*

Le problème consiste à trouver une loi de probabilité qui s'ajuste le mieux possible à l'échantillon des valeurs disponibles. En hydrologie plusieurs lois peuvent y prétendre. Pour les valeurs extrêmes, celle de Gumbel paraît adaptée aux échantillons traités en Haïti. Cette loi a été retenue parmi tant d'autres pour le projet de drainage des eaux pluviales de Port-au-Prince, elle a été retenue dans le cadre de l'étude de la route Gonaïves-Port-de-Paix. Son ajustement s'est révélé robuste. Pour la région de Jacmel, les PJMax sont ajustés analytiquement et vérifiés graphiquement sur papier Probabiliste de Gumbel.

- *Les pluies cycloniques*

Elles sont des épisodes pluvieux (24 à 72 heures ou plus de pluies plus ou moins ininterrompues) pouvant donner lieu à des hauteurs de précipitation très élevées. Lors du passage du cyclone Inès, le 29 septembre 1966, on a enregistré 720 mm de pluie à la station de Ridoré à la Vallée de Jacmel. Lors du passage du cyclone Hazel le 12 octobre 1954 on a enregistré 535 mm de pluie à Ridoré. Or pendant ces mêmes moments, aux autres stations en général on n'en récolte guère que le quart ou le cinquième de ces maximas.

Il en résulte donc:

- que les pluies cycloniques sont trop aléatoires (5 épisodes caractéristiques en près de 50 ans) pour qu'une étude statistique de leurs hauteurs journalières soit possible à partir des données disponibles;

- que les pluies cycloniques peuvent engendrer des hauteurs de pluie en 24 heures largement supérieures aux pluies journalières d'orage;

- qu'il suffit qu'on introduise ou pas une pluie de type Hazel ou Inès dans un échantillon pour que les pluies de diverses fréquences soient sensiblement modifiées pour des temps de retour 25 à 50 ans;
- que les pluies cycloniques et les pluies d'orage étant sensiblement différentes et d'origine différentes, elles devraient être ajustées séparément pour ne pas "mélanger des échantillons";

- que l'inclusion de pluies cycloniques dans les séries implique un mauvais ajustement graphique.

Pour l'ajustement des PJMAX:

- nous avons donc écarté les pluies cycloniques signalées en tant que telles;

- nous avons écarté les pluies dont la hauteur fait plus que 2 fois la hauteur de la pluie qui la suit immédiatement en ordre de grandeur.

Les pluies écartées sont indiquées à l'annexe *"Ajustement graphique des PJMAX"*.

Enfin, pour l'ajustement des pluies journalières aux diverses stations retenues, nous avons éliminé quelques stations à données incomplètes. Cependant quand certaines années à données incomplètes comportent des événements significatifs, nous avons considéré ces données.

L'ajustement graphique a révélé que les PJMAX se prêtaient bien à la loi de Gumbel. Nous présentons les quantiles caractéristiques à 90% de confiance.

Temps de Retour	Belle-Anse Alt : 2m Isohyète: 543mm	Gaillard Alt. : 200m Isohyète : 1618mm	Jacmel Alt. : 20m Isohyète : 1265mm	Ridoré Alt. : 800m Isohyète : 1402mm	Seguin Alt. : 1680m Isohyète : 1761mm	Trouin Alt. :300m Isohyète : 1326mm
10 ans	77.55	196.71	176.45	214.81	198.41	121.17
25 ans	92.70	223.30	214.07	268.35	247.00	145.21
50 ans	103.99	250.58	242.06	308.21	283.20	163.11

Tableau 2 – 16 : Quantiles caractéristiques en mm à 90% de confiance.

Les valeurs calculées au pluviomètre de Damien sont les suivantes:

Temps de retour	
10 ans	118.85
25 ans	143.55
50 ans	161.93

Tableau 2 – 17 : Quantiles caractéristiques en mm au pluviomètre de Damien Port-au-Prince

6.6 Détermination de l'averse Journalière de référence

La détermination de l'averse journalière de référence se rapporte à 2 notions essentielles : la pluie moyenne sur le bassin versant et la fréquence ou le temps de retour. Pour ne pas surestimer la valeur de l'averse journalière de référence, il est important de déterminer la précipitation moyenne sur un bassin pour une fréquence donnée. En effet la pluie enregistrée à une station est loin de représenter la pluie moyenne sur l'ensemble du bassin.
La littérature anglo-saxonne constamment met la pluie moyenne en relation avec la pluie ponctuelle mesurée au point d'intensité maximum ou au point de plus forte précipitation. Or les précipitations mesurées sur un bassin ne le sont que rarement au point de plus forte précipitation. De telles formules exigent donc une étude fine du comportement des averses sur la base de données solides afin de déterminer le lieu et la valeur du maximum de précipitations. Nous présentons ci-après trois approches et nous en avons choisi une pour la détermination de l'averse journalière de référence.

6.6.1 L'abattement

Méthode 1

Nous avons dressé la liste des pluies maximales à une station avec la date en regard et nous avons cherché la pluie enregistrée à cette date aux autres stations. Nous l'avons fait de façon systématiquement pour chaque station : Gaillard versus Jacmel, Ridoré, Seguin, Trouin; Jacmel versus Gaillard, Ridoré, Seguin etc... cette approche s'est heurtée à deux problèmes :

- Les périodes d'enregistrement des pluies aux stations ne coïncident pas ; il se trouve donc que toute recherche de moyenne même pour ces pluies exceptionnelles se révèle illusoire. Toute valeur trouvée aura pour effet de sous – estimer largement la pluie moyenne

- Les pluies cycloniques accusent des variations importantes dans l'espace. même quand de façon exceptionnelle, les enregistrements sont retrouvés ils accusent de très grands écarts et peuvent être décalés d'un ou de deux jours.

Cyclone ou tempête tropicale	Date	Belle-anse	Gaillard	Jacmel	Ridoré	Seguin	Trouin
HAZEL	12 octobre 1954			153	535	248	
FLORA	4 octobre 1963			52	189	170	
INES	29 septembre 1966			138	720	0	
GORDON	13 novembre 1994			285			43
GEORGES	1998			95			

Tableau 2 – 18 : Hauteur de précipitations enregistrées aux diverses stations lors de passage de cyclones ou de tempêtes tropicales

Nous présentons à l'annexe "Rapport Pluies moyennes/pluies ponctuelles" les éléments de recherche d'un coefficient d'abattement. Ce dernier ne dépasse guère 0.40. Cette approche est tout simplement abandonnée.

Méthode 2

Les valeurs de l'abattement sont reportées dans des graphiques et sont exprimés en fonctions de la surface du bassin et de la pluviosité. Il s'agit de méthodes statistiques. En particulier l'ORSTOM a mis en évidence la décroissance linéaire du coefficient d'abattement en fonction du logarithme de la surface du bassin et selon différentes pluviosités.

Mais les valeurs moyennes du coefficient d'abattement ne sont fournies que pour une averse décemale et sont établies pour une région déterminée.

Méthode 3

Nous avons donc privilégié une approche faisant intervenir plutôt des années calendaires, c'est-à-dire sans chercher à savoir pour chaque averse à une station la hauteur de précipitation correspondante aux autres stations. Les équations suivantes sont obtenues à partir des ajustements de Gumbel, réalisés comme indiqués précédemment.

Station	Equation de Gumbel	T =10 ans		T = 25 ans		T = 50	
		V	IC à 90%	V	IC à 90%	V	IC à 90%
Gaillard	Y=94.54+28.49X	158.65	38.06	185.66	37.64	205.70	44.88
Jacmel	Y=83.86+33.44X	159.02	17.43	190.69	23.38	214.18	27.88
Ridoré	Y=82.41+46.51X	186.91	27.90	230.93	37.42	263.59	44.62
Seguin	Y=76.62+38.89X	164.15	34.26	201.03	45.97	228.39	54.81
Trouin	Y=61.13+19.65X	105.36	15.81	124.00	21.21	137.83	25.28

Tableau 2 – 19 : Equations de Gumbel aux diverses stations

Y = Précipitation maximale journalière pour une durée de retour T
X = - l_n [-l_n (T-1/T)]
V = valeur ponctuelle
I_c = intervalle de confiance à 90%

Parmi les stations retenues seules les stations de Jacmel, de Ridoré et de Trouin appartiennent aux bassins versants des rivières sous étude.
La rivière les Orangers ne dispose que de la station de Jacmel à 20m d'altitude. Le point culminant du cours d'eau étant à 640m d'altitude, à l'est de Jacmel, on pourrait retenir pour la Rivière des Orangers la moyenne des stations de Jacmel et de Gaillard.
La station de Marbial pourrait être représentative du haut - bassin de la Gosseline puisque situé dans le plateau de la Gosseline 140m d'altitude, mais Marbial ne dispose d'aucune année complète d'observation ; elle n'a pas été retenue. Le point culminant du cours d'eau de la Gosseline se situant à 1260m d'altitude, on pourrait retenir pour la Gosseline la moyenne entre Jacmel 20m d'altitude et Seguin 1680m d'altitude. Les mêmes valeurs seraient adoptées pour la Grande Rivière de Jacmel.

La Rivière Bras-Gauche est la mieux équipée. Les stations sont bien réparties sur le bassin. La moyenne arithmétique des 3 stations Jacmel, Ridoré et Trouin pourrait être adoptée pour la Rivière Bras-Gauche.

Les valeurs calculées différent très peu d'un bassin à l'autre nous adoptons une averse journalière de référence valable pour l'ensemble du bassin hydrographique :

Y = 79.71 + 33.40 X conduisant aux résultats suivants estimés à 90% de confiance:

Temps de retour	T = 10 ans	T = 25 ans	T = 50 ans
Valeur	**180 mm**	**220 mm**	**250 mm**

Tableau 2 – 20 : Valeurs des précipitations journalières estimées à 90% de confiance sur l'ensemble du bassin hydrographique

6.6.2 Courbes IDF de la région.

6.6.2.1 Généralités

La recherche de courbes IDF moyennes valables pour la région de Jacmel se heurte à deux difficultés:

- On ne dispose pas d'enregistrements au pluviographe, donc pas d'enregistrement continu de l'épisode pluvieux qui fournirait la distribution de l'averse dans le temps donc les variations des intensités dans le temps.
- La pluviométrie varie considérablement d'une station à l'autre, Belle-Anse 543 mm, Seguin 1761 mm.

La première difficulté sera levée en utilisant les valeurs des intensités recueillies au pluviographe de Damien et on fera l'adaptation aux valeurs locales recueillies au pluviomètre. La deuxième difficulté sera levée en considérant l'ensemble des stations à l'exclusion de la Station de Belle-Anse et en utilisant l'averse journalière de référence déterminée au paragraphe précédent, averse valable pour l'ensemble du bassin hydrographique.

Nous présentons également les courbes IDF pour chaque station considérée, à l'annexe "Courbes IDF".

6.6.2.2 Courbes IDF du pluviographe de Damien

Les pluies issues du pluviographe de Damien ont été ajustées en 1980 par le SCET International à l'occasion des études relatives au projet de drainage des eaux pluviales de Port-au-Prince. Les données ne dépassaient guère 11 ans. En 1996, à l'occasion de l'étude de drainage du village de Corail pour le compte du bureau d'études techniques BEJV et à l'occasion de l'étude du drainage de l'axe routier Gonaïves – Port-de-Paix, les données entre 1979 et 1996 ont été dépouillées et les valeurs disponibles ont donc été étendues sur 28 années par le bureau d'études, BETA Ingénieurs – Conseils.

Nous avons complété cet ajustement pour parvenir aux résultats suivants :

Période de retour T [Année]	Durée (Heure)						
	0.25	0.5	1	2	6	12	24
1	28.55	32.26	14.84	5.49	0.64	0.35	0.17
5	146.05	92.43	59.83	34.09	11.49	5.84	2.90
10	177.37	108.46	71.83	41.71	14.39	7.30	3.63
20	207.64	123.97	83.42	49.08	17.19	8.72	4.34
25	217.27	128.90	87.11	51.42	18.08	9.17	4.50
30	225.12	132.92	90.12	53.33	18.80	9.53	4.74
50	246.99	144.12	98.49	58.65	20.82	10.56	5.25
100	276.54	159.25	109.81	65.84	23.55	11.49	5.94

Tableau 2 – 21 : Valeurs des intensités maximales à Damien pour différentes périodes de retour et différentes durées de référence

6.6.2.3 Lois IDF à Damien

Les valeurs caractéristiques des précipitations intenses ont été transformées par un loi de Montana du type :

$$i\,(T, t) = a/(b+t)^n$$

où

I : intensité en mm/heure
t : durée de la pluie en heure
a, b et n sont des paramètres de Montana, constants pour une région donnée.
T: temps de retour en année

Les valeurs a, b et n sont calculées par une analyse de régression. Le tableau suivant récapitule les différentes valeurs :

30

T	10 ans	25 ans	50 ans
A	82.78	100.76	114.13
B	0.20	0.20	0.20
N	0.969	0.957	0.951

Tableau 2 – 22 : Coefficients de Montana pour diverses périodes de retour

6.6.2.4 Courbes IDF aux stations sous étude

Les courbes IDF seront donc calculées sur la base des coefficients de Montana ci-dessus et des valeurs locales de la pluviométrie.
L'intensité de pluie est donnée par :

$$\mathbf{i\,(T, t) = a/(b+t)^n.}$$

Si la hauteur de précipitation pour une donnée est comparée avec la hauteur totale en 24 heures, le rapport donnera le pourcentage de la pluie de 24 heures que nous appellerons PPH24 :

$$PPH24 = \frac{P_t}{P_{24}} = \frac{I_t \times t}{I_{24} \times 24} = \frac{t}{24}\,\frac{(b+24)}{(b+t)}^{n}$$ a étant éliminé dans le rapport.

La pluie ponctuelle de durée T sera donc égale à :

$$\mathbf{PPt = PPH24 * H24}$$

$$\mathbf{d'où \quad i(t) = \frac{PPT}{t}}$$

Afin de tester les résultats issus de cette approche, nous avons cherché à retrouver les valeurs maximales des intensités maximales à Damien à partir de PPH_{24}

t \ T	10 ans	25 ans	50 ans
0.25	231.37	271.01	298.48
0.50	153.39	177.56	196.08
1	90.44	106.01	117.44
2	50.57	59.35	65.99
6	18.53	22.01	24.64
12	9.62	11.52	12.94
24	4.95	5.98	6.75

Tableau 2 – 23 : Valeurs des intensités pour différentes périodes de retour et différentes durées au pluviographe de Damien, retrouvés à partir de la loi de Montana et calées sur les PJMAX au pluviomètre de Damien.

L'ajustement calé sur les PPH_{24} et les PJMAX a surestimé les valeurs des intensités par rapport à celles trouvées à Damien. Les coefficients multiplicateurs sont présentés dans le tableau suivant :

T \ T	T = 10 ans	T = 25 ans	T = 50 ans
0.25	1.23	1.25	1.21
0.50	1.41	1.38	1.36
1	1.27	1.22	1.19
2	1.21	1.15	1.12
6	1.29	1.22	1.18
12	1.32	1.26	1.22
24	1.36	1.31	1.29

Tableau 2 – 24 : Rapport intensité issue de PPH_{24} et PJMAX/intensité issue du pluviographe de Damien

Les valeurs maximales moyennes pour la région deviennent, en considérant un coefficient réducteur moyen de 1.34 pour la pluie décennale, 1,25 pour la pluie vingtennale, 1,22 pour la pluie cinquantennale.

T [année] \ t heures	10 ans	25 ans	50 ans
0.25	272.11	332.27	377.72
0.50	177.34	217.70	248.14
1	105.19	129.97	148.42
2	58.47	72.76	83.51
3	40.66	50.84	58.48
4	31.24	39.19	45.15
6	21.42	27.00	31.18
12	11.12	14.12	16.38
24	5.73	7.33	8.54

Tableau 2 – 25 : Région de Jacmel. Valeurs des intensités maximales, estimés à 90% de confiance pour différents temps de retour T et différentes durées de référence t

6.7 Temps de Retour de la Tempête tropicale Gordon et du cyclone Georges

La détermination de temps de retour d'un épisode pluvieux pose toujours un problème de définition. En effet, l'on peut toujours se demander de quelle caractéristique s'agit – il puisque une averse est caractérisée par plusieurs paramètres :

- La hauteur de précipitation
- La durée de la précipitation
- L'intensité moyenne
- Les intensités maximales sur des intervalles de temps Δt quelconques $i_M(\Delta t)$

Pour le cas qui nous intéresse, un seul paramètre parmi ceux cités ci-dessus est mesuré: la hauteur journalière.

L'autre problème à résoudre: à quelle station déterminer ce temps de retour?

Nous avons montré que les précipitations dues aux cyclones ou aux tempêtes tropicales sont extrêmement variables dans l'espace et sont le plus souvent décalés dans le temps puisque les pluies en général accompagnent les mouvements du vent. En outre, les enregistrements disponibles ne le sont qu'à Jacmel.

Nous déterminerons donc à partir de la droite de Gumbel les temps de retour des événements Gordon et Georges, pour la pluie journalière:

Evénements	Date	Hauteur de précipitation en mm	Temps de retour
Gordon	13 novembre 1994	285	> 100ans
Georges	23 septembre 1998	95	~ 2 ans

Tableau 2 – 26 : Temps de retour des événements Gordon et Georges

HYDROGRAPHIE / GEOLOGIE

CHAPITRE 3. HYDROGRAPHIE / GEOLOGIE

1. Généralités

Les données hydrographiques de base proviennent :

- Des cartes à échelle 1/50000 du Service de Géodésie et de Cartographie (1978) ;
- Des photographies aériennes à infra rouge à échelle 1/40000 du Service de Géodésie et de Cartographie (1978)
- De la carte « Eaux de surface » du Ministère du Plan et de la Coopération Externe (1982)

Les seules données de débits existantes se trouvent à Damien et ne concernent que des débits journaliers d'étiage. Les hauteurs de crues ne sont pas mesurées.

2. Le réseau hydrographique général

Le réseau hydrographique figure sur la planche « Localisation, hydrographie, stations pluviométriques ». Ce réseau hydrographique s'adosse au versant sud du massif de la Selle et a une crête commune avec la Rivière Froide, la Momance, la Rouillonne la Rivière Lavange.

On peut distinguer d'Est en Ouest quatre rivières principales :

- la Rivière des Orangers
- la Rivière La Gosseline
- la Grande Rivière de Jacmel
- la Rivière Bras Gauche.

Ces bassins issus du massif de la Selle convergent tous vers un exutoire commun, à l'Ouest de Jacmel, au lieu-dit Embouchure dans la Mer des Antilles. Les Bassins Versants accusent en général une direction Nord-Sud, les Orangers Nord-Est-Sud-Ouest, La Gosseline Nord-Est-Sud-Ouest, la Grande Rivière de Jacmel Nord-Est – Sud-Ouest et la Rivière Bras Gauche Nord-Ouest – Sud-Est.

D'une façon générale ces rivières sont des rivières permanentes avec des débits d'étiage très faibles mais s'étalant sur de longues durées.

Pour comprendre la réponse du système, le bassin versant, sous l'effet de l'impulsion, la pluviométrie, il est intéressant de connaître les principaux paramètres qui caractérisent le bassin

versant. Ainsi, il a été déterminé pour chaque bassin versant la surface, la longueur du thalweg principal, la longueur du réseau de drainage, l'altitude maximum, le périmètre.

3. Géologie du bassin hydrographique de Jacmel

3.1. Situation géographique et caractères géologiques généraux

Le réseau hydrographique de Jacmel est composé de la Rivière Bras Gauche et de ses 2 affluents la Grande Rivière de Jacmel et la Rivière La Gosseline. La Rivière des Orangers les rencontre à l'embouchure.

Jacmel est situé dans la partie méridionale de la presqu'île du Sud de la République d'Haïti qui a la forme d'une pince enserrant l'île de la Gonâve. La branche en dessous longue de 300 km forme la presqu'île du Sud. La Ville de Jacmel est située à peu près au S – SW de Port-au-Prince sur l'autre versant du massif de la Selle à environ 40 km à vol d'oiseau.

Le réseau hydrographique qui nous intéresse se trouve à cheval entre deux systèmes montagneux de la presqu'île du Sud: le massif de la Hotte et le massif de la Selle. Cette zone est le siège d'une dépression synclinale d'orientation NW – SE, Carrefour Fauché – Jacmel. Cette dépression emprunte la Rivière Gauche qui coule vers le SE et la Rivière Canot qui débouche à Grand-Goâve sur la rive Nord. Tout indique qu'il existait un bras de mer séparant les deux massifs.

La région est une région assez pluvieuse. Les maximas s'observent sur les sommets où les totaux dépassent 2m.. Le département du Sud-Est est souvent affecté par des cyclones. Les conditions climatiques sont plus douces en montagne. Les régions élevées bénéficient de précipitations supérieures. Comme tout le pays, la région est soumise à un déboisement intensif. Dans les parties élevées des massifs on rencontre encore une forêt composée en grande partie de pins et de fougères arborescentes. Sur les pentes des montagnes ou trouve des caféiers et des bananiers.

3.2. Géologie générale

Tous les systèmes, du crétacé au récent sont représentés en Haïti et en particulier dans le massif de la Selle et dans le massif de la Hotte. On les retrouve dans le synclinal séparant les deux massifs. Nous résumons dans le tableau suivant les affleurements indiqués dans la carte présentée en annexe.

	Système	Réseau hydrographique de la Grande Rivière de Jacmel
a)	Crétacé - supérieur - inférieur	Basalte et dolomites C_a Calcaire massifs C_3 Basaltes et calcaires C_b Massifs
b)	Paléocène (cp)	Calcaires massifs et roches détritiques grossières
c)	Eocèn (e) - supérieur - moyen - inférieur	Calcaires massifs Calcaires massifs Roches détritiques
d)	Oligocène (o)	Calcaires crayeux
e)	Oligomiocène (o)	Calcaires massifs avec des silex
f)	Miocène (m) - supérieur - moyen - inférieur	Roches détritiques et calcaires Conglomératiques
g)	Pliocène (p)	- formation de la Rivière Gauche - roches détritiques - vallées de la Rivière Gauche
h)	Pléistocène (p)	- alluvions anciennes - calcaires récifaux cotiers
i)	Récent (Quaternaire)Qa	- alluvions (dans les côtes) Les alluvions meubles sont développées dans les basses vallées des rivières.

Les terrains les plus anciens qui affleurent en Haïti appartiennent au crétacé. Depuis l'éocène jusqu'au récent c'est le calcaire qui est prédominant à part l'apparition au miocène de formations détritiques et continentales, surtout dans le fossé synclinal Carrefour Fauché – Jacmel.
La majorité des rivières : Grande Rivière de Jacmel, la Gosseline prennent leur source dans la zone où affleurent les basaltes.

A l'échelle régionale nous rencontrons donc tous les systèmes: de crétacé au récent. C'est le calcaire qui domine. Il se présente notamment dans le lit des rivières sous forme d'alluvions. Le basalte est le plus souvent présent au sommet des massifs de la Selle et de la Hotte. Les alluvions sont nombreuses et très développées dans les basses vallées des rivières qui sont instables. La région est sujette à de fortes précipitations et aux cyclones et subit un déboisement progressif, continu d'où des débits de plus en plus grands. Les conditions sont donc réunies pour que les rivières débordent et quittent leur lit.

3.3. Géomorphologie

On distingue deux grands types de régions

- régions avec affleurement calcaire
- régions avec affleurement de roches volcaniques

Dans les premières, les calcaires étant en majorité massifs et cristallins, se développe la topographie karstique. Les vallées sont découpées en canyons. Dans les secondes, s'est développé un relief très accidenté avec des crêtes étroites, une pente ravinée, découpées par des vallées à profil en V caractéristique.

Les pentes forment un ou plusieurs escaliers. Elles sont d'abord douces jusqu'à un plateau puis elles sont abruptes puis recommence à être douces et ainsi de suite jusqu'à la côte qui est parfois inaccessible.

Les côtes élevées récifales sont bien développées à Jacmel et atteignent 30 à 40m. Les pentes de Jacmel forment trois terrasses typiques d'altitudes respectives: 10 m, 90 m et 110 m. Les vallées des rivières sont remplies d'alluvions et de ce fait leur lit n'est pas stable.

3.4. Traits lithostratigraphiques

Le soubassement est constitué de roches basaltiques, basiques, normalement altérées et métamorphisées à certains niveaux. Il est surmonté d'une puissante série volcano-sédimentaire de grés calcaires à galets de basaltes et des sédiments argileux inter stratifiés avec les basaltes ou parfois de calcaires schisteux inclus dans des roches basaltiques.

Puis viennent dans les niveaux inférieurs en contact avec les séries précitées des argiles grises et grossières, de grès calcaires et de calcaires tandis que dans les niveaux supérieurs on ne retrouve que des roches très détritiques très plissées comprenant des conglomérats et des sables.

Enfin la série se termine par des roches carbonées, de calcaires cristallins en bancs ou massifs à certains niveaux. Elles sont le plus souvent fissurées ou broyées ce qui les rend très perméables. De plus sont représentés dans cette série des calcaires crayeux à silex et de calcaires récifaux à lumachelles peu cimentées. Vu de Jacmel, c'est cette dernière série qui est bien représentée en affleurement tandis que les piémonts sont dominés par des éboulis et les parties basses par des alluvions.

3.5. Traits Hydrogéologiques

Toute la série supérieure des bassins versants étant constituée de roches carbonatées fissurées ou broyées, il est bien évident qu'ils nous livrent une topographie karstique, présentant des aquifères carbonatés et poreux très perméables à l'Ouest – Sud Ouest de la ville de Jacmel tandis que les calcaires récifaux et détritiques le plus souvent en contact avec les argiles dérivées de l'altération

des basaltes servant toujours de mur pour les aquifères sont le siège de nombreuses sources d'eau, considérées comme sources de contact.
Quand aux aquifères karstiques, N-NE de Jacmel, la circulation des eaux se fait à des niveaux très profonds et offrent des sources à débits très élevés. Signalons que dans cette portion du bassin versant, il est possible que de grandes nappes perchées existent dans les grandes cavités souterraines ce qui aurait pour conséquence, l'augmentation exagérée des débits des crues même sous une faible intensité de précipitations.

Les niveaux aquifères alluviaux sont alimentés largement par les aquifères encaissant à l'Est et à l'Ouest de Jacmel tandis qu'au Nord de Jacmel, les aquifères carbonatés à intercalations marneuses sont peu productifs.

Enfin toute la couverture pédologique des bassins versants est basique poreuse, très perméable. En témoigne la faible densité du réseau hydrographique.

4. Végétation

La couverture végétale est moyenne et variée. Il existe encore quelques bosquets mais ils sont relativement rares. Certains flancs de mornes sont plantés en caféiers. D'autres sont très escarpés, la roche mère affleure et on ne remarque aucune présence de la terre arable. On pratique, surtout dans les zones de plateaux, des cultures de type traditionnel et saisonnier: maïs, petit-mil, pois, manioc, patate, bananes, igname en abondance et d'autres cultures comme le malanga, l'arachide, le petit choux, l'aubergine, le café, le pois congo. Les surfaces cultivées sur les bassins versants se répartissent ainsi:

Dénomination	Surface cultivée
Les Orangers	6 km^2
La Gosseline	27.6 km^2
Grande Rivière de Jacmel	33.3 $km^2$6 km^2
Rivière Bras Gauche	22.9 km^2

Surface cultivée – cultures traditionnelles

5. Le complexe physique des bassins versants

Le complexe physique des bassins versants est expliqué par une série de paramètres dont l'influence est notable sur leur réponse hydrologique. Certains d'entre eux seront directement utilisés dans les méthodes de calcul des débits des crues, d'autres permettront de disposer d'éléments d'appréciation ou de comparaison pour les choix finals. Les caractéristiques physiques et morphométriques des bassins versants figurent au chapitre 3.

5.1 La surface du bassin

Elle est obtenue par planimétrage du bassin versant naturel sur une carte à échelle 1/50000 et par évaluation à partir de papier millimétré. La surface totale du bassin au point d'étude est définie et limitée topographiquement par les lignes de crête. Compte tenu de l'échelle de la carte disponible, un soin particulier est apporté au calcul des surfaces.

5.2 Le périmètre de bassin versant

Il est obtenu par la mesure au curvimètre. Nous avons pris soin de styliser le contour du bassin versant avant la mesure.

5.3 Le coefficient de forme

Nous avons retenu celui de Gravelius qui est établi en comparant le périmètre du bassin au périmètre du cercle ayant même surface

$$K = P/\sqrt{2\pi A}$$

Avec P : Périmètre du bassin versant en km
A : Surface du bassin en km^2

5.4 Longueur du rectangle équivalent

Le rectangle équivalent est défini comme étant un rectangle qui aurait la même surface et le même périmètre que le bassin versant lui-même. La longueur du rectangle équivalent est :

$$L_e = 0{,}25\ [P+(P^2-16A)^{0.5}]$$

Avec L_e : longueur du rectangle équivalent en km

La longueur du rectangle équivalent interviendra dans des méthodes de calcul.

5.5 Le pente moyenne du bassin versant

Elle est obtenue par l'expression :

$$I\ (m/m) = (H-h)/L$$

Avec H : côte du point culminant
h : côte du point de calcul
L : longueur du thalweg principal

5.6 La densité de drainage

Elle est définie comme la longueur moyenne du réseau hydrographique par unité de surface.

$$D_d = \sum L_i / A$$

Avec L_i : longueur d'un affluent quelconque en km
A : surface du bassin versant en km^2
D_d : densité de drainage en km/km^2

5.7 Le temps de concentration

C'est l'un des paramètres les plus importants qui entrera dans l'évaluation des débits. Nous avons calculé pour ce dossier intermédiaire le temps de concentration par la méthode de Kirpich. Cette valeur sera affirmée sur la base de considérations plus élaborées dans le rapport préliminaire 1.

ANALYSE DES CONDITIONS DE RUISSELLEMENT

CHAPITRE 4. ANALYSE DES CONDITIONS DE RUISSELLEMENT

1. Généralités

Les termes de référence prescrivent de déterminer les débits de crue, notamment sous trois conditions d'utilisation du sol :

- les conditions actuelles ;
- les conditions d'utilisation intensive du sol et de déforestation continue; conditions défavorables;
- les conditions de conservation de sol accompagnées de mesures limitatives de ruissellement : plantation sur les versants, établissement de mesures limitatives d'érosion au niveau de chaque lit de ravines et agriculture pratiquée uniquement sur des terrasses; conditions favorables;

La réaction du complexe hydrologique dépend de la pluviométrie, l'impulsion mais aussi étroitement du milieu physique, de l'utilisation du sol, donc du couvert végétal. Elle est également conditionnée par une multitude d'autres facteurs, qu'il faut combiner pour apprécier le coefficient de ruissellement qu'on peut associer à chaque averse. Il existe une variabilité du coefficient de ruissellement qu'il est difficile de cerner.

La lame ruisselée dépend de la quantité d'eau qui tombe annuellement sur le bassin, donc de la situation du bassin sous les isohyètes. Plus la région est pluvieuse, plus le sol est humide pendant l'année, plus la rétention d'eau ou l'infiltration s'en trouvent réduites. Elle dépend aussi de la saison, donc de l'indice des pluies antécédentes. Une même pluie provoquera un ruissellement différent selon qu'elle survient en fin de saison pluvieuse ou au début d'une saison pluvieuse. Une pluie journalière qui suit immédiatement 2 jours de pluie accusera un ruissellement incomparable à une pluie survenue après une saison sans pluie. Quand on regarde l'allure du régime pluviométrique notamment à la station de Jacmel, nous pouvons conclure que les pluies de mai et d'octobre sont très à craindre. En effet les bassins étant bien arrosés 2 ou 3 mois à l'avance par des pluies moyennes, la saturation du sol s'en trouve facilitée et la survenance d'une grosse pluie prochaine provoquera des débits importants, toutes choses étant égales par ailleurs.

Le ruissellement dépend également du type de sols, de sa perméabilité.

A l'intérieur du même bassin hydrographique de Jacmel, il existe une variabilité de couvert végétal allant d'une nudité et d'une aridité des bassins à une végétation arbustive dense en passant par de la végétation herbacée. Plus le sol est couvert moins il est apte à ruisseler ;

l'interruption par la voûte foliée ou la rétention par la base foliaire étant les paramètres fondamentales du couvert végétal qui influencent le ruissellement.

Les pratiques culturales influenceront énormément le ruissellement. En outre selon que l'on est en période de pousse, de repos, ou de maturité des arbres, le coefficient de ruissellement ne sera pas le même.

Le complexe hydrographique, forme, relief, courbe hypsométrique (présence ou non de plateaux) pente, influence fortement le ruissellement sur le bassin versant.

Enfin, ce qui n'apparaît pas souvent dans les tables d'estimations du coefficient de ruissellement, le ruissellement reste fortement lié à l'intensité de la pluie : plus il pleut, plus le ruissellement augmente. Si la vitesse de la chute de pluie dépasse la vitesse d'infiltration, le coefficient de ruissellement augmente forcément. Cette dernière constatation peut conduire à la conclusion suivante : une pluie exceptionnelle, c'est-à-dire une pluie de temps de retour élevé, toutes choses étant égales par ailleurs, provoquera un ruissellement important et à partir d'un certain moment, au cours de l'épisode pluvieux, toute la pluie précipitée participe à l'écoulement, c'est-à-dire, que le volume de la pluie est égal au volume de la crue. Le ruissellement maximum potentiel tendra à devenir égal à la pluie.

On ne saurait dans notre cas, malgré la grande importance de ce coefficient, inclure tous ces paramètres dans sa définition.

La réponse d'un bassin versant passera donc par un nombre restreint de paramètres. Il s'agit, pour l'objet qui nous préoccupe, d'utiliser une approche grossière et générale mais adaptée à la variabilité des situations.

En réalité, le coefficient de ruissellement est mesuré a posteriori, c'est-à-dire, en comparant le volume ruisselé (déterminé aux stations de jaugeage) au volume précipité (mesuré au pluviographe). La littérature hydrologique fournit des coefficients globaux de ruissellement ne tenant pas compte de l'intensité de la pluie alors qu'il paraît évident que le coefficient de ruissellement revêt un caractère dynamique et non un caractère statique, puisque variant dans le temps au cours d'une même averse. Le problème est important mais il est complexe.

Faute d'estimation directe, nous retiendrons une approche qui privilégie :

- une classe de sols
- une classe de relief
- une classe de pluviosité liée à un certain couvert végétal.

Nous ajusterons ensuite ces valeurs en considérant des expressions ne faisant intervenir que le facteur pluie.

Mais identifions d'abord les unités hydrographiques sur lesquelles nous opérons nos calculs. Nous décrirons ensuite les bassins versants du point de vue géologique, indiquerons les types et les pratiques de culture ainsi que les caractéristiques de relief et de forme avant de passer à l'estimation des coefficients de ruissellement qui nécessite une catégorisation en termes de sols, de relief, de pluviosité et de couvert végétal.

2. Mode de repérage des points de calcul

Les termes de référence prescrivent la détermination des débits de pointe

- de la Rivière des Orangers
- de la Rivière la Gosseline
- de la Grande Rivière de Jacmel
- de la Rivière Bras Gauche.

mais n'ont pas précisé les points de calcul. Ils ont en outre requis les profondeurs d'eau en trois points, donc les débits en ces trois points. Nous avons donc, pour respecter les termes de référence considéré des points de calcul, correspondant aux différentes rivières suivant leur dénomination avant leur intersection avec les autres et des points de calcul où il est demandé de déterminer les hauteurs d'eau

Afin de repérer facilement les différents points de calcul des débits des rivières avant leurs points de confluence et après leur confluence, nous les avons identifiés comme suit:

- avant leur confluence pour les noms simples, il est retenu les deux (2) premières lettres Go: pour Gosseline, Or: pour Orangers

- pour les composés, il est retenu la première lettre de chacun des mots : GRJ: pour Grande Rivière de Jacmel, BG pour Bras Gauche.

- après leur confluence la rivière qui arrive jusqu'à l'exutoire final, est dénommée Bras Gauche; nous avons considéré, compte tenu des orientations des autres rivières que les deux autres se jettent dans la Rivière Bras Gauche

- après leur confluence, Bras Gauche et Grande Rivière de Jacmel sont désignées par BG – GRJ;

Nous avons adjoint également à chaque point de calcul un numéro, en commençant avec le zéro, au rivage, embouchure des trois rivières la Gosseline – Bras Gauche - Grande Rivière de Jacmel et en suivant le sens des aiguilles d'une montre jusqu'à l'exutoire de la Rivière des Orangers, noté No 7. Une exception à cette règle: la Gosseline; là où la Gosseline rencontre la route de Lafond porte le No 8. Compte tenu de ces règles nous avons adopté les dénominations suivantes:

No	Dénomination	Contenu
0	Bras Gauche Rivage	Les trois rivières: la Gosseline, Grande Rivière de Jacmel, Rivière Bras Gauche ensemble jusqu'au rivage
1	Bras Gauche Hopital	Les trois rivières: la Gosseline, Grande Rivière de Jacmel, Rivière Bras Gauche réunies comme précédemment, au niveau de l'Hopital St. Michel de Jacmel.
2	Bras Gauche Texaco	Les trois Rivières, la Gosseline, Grande Rivière de Jacmel, Rivière Bras Gauche réunies comme précédemment, au niveau de la station Texaco, sur la Route de l'amitié, à proximité du lieu dit Bassin Caïman
3	BG – GRJ	Confluence de Bras Gauche et Grande Rivière de Jacmel
4	BG	Rivière Bras Gauche, seule, avant toute rencontre avec d'autres rivières
5	GRJ, Pont	Grande Rivière de Jacmel, seule, avant toute rencontre, avec d'autres rivières au franchissement de la route de l'Amitié .
6	Go, Pont	Gosseline, seule, avant toute rencontre, avec d'autres rivières au franchissement de la route de l'Amitié .
7	OR	La Rivière de Orangers, au Rivage
8	Go Duvenois	La Gosseline, au lieu dit Duvenois, là où la Rivière la Gosseline rencontre la Route de Lafond.

Tableau 4 – 1 Identification des bassins et sous-bassins versants

3. Récapitulatif des paramètres physiques et morphométriques des BV

Dénomination	Riv. Bras Gauche Rivage	Riv. Bras Gauche. Hopital	Riv. B.G.(sud station Texaco)	Riv. Bras G. &Gde.R de Jacmel	Riv. Bras gauche	Gde. Riv. de Jacmel	La Gosseline Pont de la Gosseline	Riv. des Orang.	La Gos. (passe Duvenois)
Point de calcul	BG-GRJ-GO-rivage	BG-GRJ-Go1Hopital	BG-GRJ-GO(Texaco)	BG-GRJ	BG	GRJ	GO (route De l'amitié)	OR	GO 8
Numéro	0	1	2	3	4	5	6	7	8
Caractère	Saisonnier	Saisonnier	Saisonnier	Saisonnier	Saisonnier	Saisonnier	Saisonnier	Saisonnier	Saisonnier
Superficie S (km^2)	521.60	521.60	503.98	339.60	189.11	138	182.02	30.36	152.52
Périmètre P (km)	123.80	123.80	162.50	109.10	64.40	70.58	75.32	29.41	60
Long. Du thalweg principal L (km)	35.80	35.20	35.20	35.80	26.20	30.60	30.10	11.20	22.30
Long. Total du réseau de drainage	346.25	345.65	344.65	441.45	260.10	176.05	232.20	18.25	21
Cote du point culminant (m)	1160	1160	1160	1160	460	1160	1260	640	1260
Cote du point le plus bas (m)	0	5	10	20	20	40	20	1	100
Coefficient de forme (K)	1.52	1.52	2.03	1.66	1.31	1.68	1.56	1.49	1.36
Densité de drainage (km/km^2)	0.66	0.66	0.68	1.30	1.38	1.28	1.28	0.06	0.14
Dénivelée H (m)	1160	1155	1150	1140	440	1120	1240	639	1060
Pente moyenne I (%)	0.0324	0.0328	0.03	0.0318	0.02	0.0366	0.0412	0.0571	0.0475
Longueur rectangle équivalent L (km)	51.84	51.84	74.48	47.38	24.47	30.81	31.97	12.22	23.51
Largeur rectangle équivalent l (km)	10.06	10.06	6.77	7.17	7.73	4.48	5.69	2.48	6.49
Temps de concentration	3.91	3.84	3.84	3.93	3.96	3.30	3.12	1.28	2.34

Tableau 4 – 2 Caractéristiques physiques et morphométriques des bassins versants

4. Détermination des coefficients de ruissellement

4.1 Méthode Bernard 1935

Cette méthode ne considère que trois (3) facteurs :

- la composante topographique
- la composante sol
- la composante couvert végétal

La méthode considère :

- trois (3) types du point de vue topographique : terrain plat, terrain vallonneux, terrain montagneux, assortis d'une classe de pente ;
- trois (3) types de sol, argile compacte imperméable, mélange moyen d'argile et de gravier, sable bien aéré ;
- deux (2) types de couvert végétal: terrains cultivés, terrains boisés.

No.	Dénomination	Composante topographique Ct	Composante sol Cs	Composante couvert végétal			$C = 1-(C_t + C_s + C_c)$		
				Actuel	Déf.*	Fav.*	Actuel	Déf.	Fav.
0	Rivière Bras Gauche (BG), Rivage	0.10	0.35	0.15	0.05	0.20	0.40	0.50	0.35
1	Rivière BG, Hôpital	0.10	0.35	0.15	0.05	0.20	0.40	0.50	0.35
2	Rivière BG, Texaco	0.10	0.35	0.15	0.05	0.20	0.40	0.50	0.35
3	Rivière BG, BG, Grande Rivière de Jacmel (GRJ)	0.10	0.35	0.15	0.05	0.20	0.40	0.50	0.35
4	Rivière BG, BG	0.10	0.35	0.15	0.05	0.20	0.20	0.30	0.15
5	Grande Rivière de Jacmel, GRJ (Pont)	0.10	0.35	0.15	0.05	0.20	0.40	0.50	0.35
6	Rivière La Gosseline (Pont)	0.10	0.35	0.15	0.05	0.20	0.40	0.50	0.35
7	Rivière Des Orangers	0.08	0.35	0.15	0.05	0.20	0.42	0.50	0.37
8	Rivière La Gosseline (Duvenois)	0.08	0.35	0.15	0.05	0.20	0.42	0.50	0.37

Tableau 4 – 3 Coefficient de ruissellement C selon Bernard 1935

*Déf. : Défavorable se rapporte aux conditions d'utilisation intensive et de déforestation continue
*Fav. : Favorable se rapporte aux conditions de conservation de sol, accompagnées de mesures limitatives d'érosion.

4.2. Méthode ORSTOM ou Méthode Rodier-AUVRAY

Les bassins versants sont classés selon trois critères :

- la perméabilité
- le relief, pente longitudinale et pente transversale

- le couvert végétal lié à une certaine pluviosité

Les auteurs ont retenu cinq (5) classes de perméabilité de P_1 à P_5,

- P_1 bassin, rigoureusement imperméable, rocheux ou argileux
- P_2 bassins imperméables avec quelques zones perméables de faible étendue
- P_3 bassin assez imperméable comportant des zones perméables d'étendue notable
- P_4 bassins assez perméables tels qu'on en rencontre dans les zones de décomposition granitique avec abondance d'arènes
- P_5 bassins perméables, sables ou carapace latéritique très fissurée.

Ils ont également classé les bassins en six (6) catégories de pente en leur affectant un indice R :

R_1 pentes extrêmement faibles de 0.1 à 0.2%

R_2 pentes faibles inférieures à 0.5%

R_3 pentes modérées comprises entre 0.5 et 1%

R_4 pentes assez fortes, pentes longitudinales comprises entre 1 et 0.2% et pentes transversales supérieures à 2%

R_5 pentes fortes : pentes longitudinales comprises entre 2 et 5%, pentes transversales comprises entre 8 et 20% ; région des collines

R_6 pentes très fortes : pentes longitudinales supérieures à 5% et pentes transversales supérieures à 20% ; région de montagnes.

Les auteurs ont distingué trois types climatiques différents et ont fait remarqué que chaque zone climatique est associée à une végétation spécifique :

- subdésertique, isohyète 150mm à isohyète 800mm,
- tropicaux, isohyète comprise entre 800 et 1600mm,
- forestiers, isohyète dépassant la limite des 1600mm.

Les bassins versants sous études sont situés sous les isohyète 1250 et 1750 mm mais sont loin d'appartenir à la classe de bassins forestiers.

Nous les considérons, dans les cas qui nous préoccupe :

- actuellement, appartenant à la classe des bassins tropicaux quant à leur pluviométrie
- dans le cas défavorable à la classe de bassins se rapprochant plus des bassins désertiques que des bassins tropicaux ;
- dans le cas favorable à la classe de bassins forestiers.

Le tableau suivant est établi sous ces hypothèses :

No.	Dénomination	Classe de relief (pente long., trans.)	Classe de perméabilité ou classe de sols		Climat					
				Isohyète	Actuel	Déf.*	Fav.*	K_r		
								Actuel	Déf.	Fav.
0	Rivière Bras Gauche (BG), Rivage	R_5	P_3	1500	Tropical	Subd.*	For.*	0.45	0.55	0.30
1	Rivière BG, Hôpital	R_5	P_3	1500	Tropical	Subd.	For.	0.45	0.55	0.30
2	Rivière BG, Texaco	R_5	P_3	1500	Tropical	Subd.	For.	0.45	0.55	0.30
3	Rivière BG, BG, Grande Rivière de Jacmel (GRJ)	R_5	P_3	1400	Tropical	Subd.	For.	0.45	0.55	0.30
4	Rivière BG, BG	R_5	P_3	1350	Tropical	Subd.	For.	0.25	0.55	0.30
5	Grande Rivière de Jacmel, GRJ	R_5	P_3	1400	Tropical	Subd.	For.	0.45	0.55	0.35
6	Rivière La Gosseline (Pont)	R_6	P_3	1400	Tropical	Subd.	For.	0.45	0.55	0.30
7	Rivière Des Orangers	R_6	P_3	1500	Tropical	Subd.	For.	0.48	0.65	0.35
8	Rivière La Gosseline (Duvenois)	R_5	P_3	1400	Tropical	Subd.	For.	0.48	0.65	0.35

Tableau 4 – 4 Coefficient de ruissellement K_r selon ORSTOM

*Déf. : Défavorable
*Fav. : Favorable
*Subd. : Subdésertique
*For. : Forestier

Dans le cas défavorable où le déboisement se serait intensifié nous n'aurions pas de couverture végétale et nous assimilons le sol à une classe de perméabilité P_2. Orstom ne fournit pas malheureusement de valeurs pour la combinaison R_5P_2. Il en fournit pour R_4P_2 et R_4P_1. Nous estimons qu'une interpolation est possible dans ce cas et nous situons les coefficients de ruissellement entre R_4P_2 et R_4P_1.

4.3. Méthode UK TRLL (United Kingdom Transport and Road Research Laboratory)

Une autre méthode de détermination du coefficient de ruissellement régional est préconisée par le TRLL. La méthode TRLL est similaire dans sa conception avec celle de ORSTOM mais en est différente dans la prise en compte directe de l'effet de l'occupation du sol:

$$C_A = Cs\ C_W\ C_L$$

où C_A = coefficient d'occupation de l'aire sous étude

50

C_S = valeur standarde du coefficient de contribution du sol pour un bassin
C_W = facteur d'humidité

C_L = facteur d'utilisation du sol

No	Dénomination	Classe de pente	Classe de sol	C_S	C_L			C_A		
					Actuel	Déf.	Fav.	Actuel	Déf.	Fav.
0	Rivière BG. Rivage	I3	S3	0.37	1.00	1.50	0.50	0.37	0.55	0.185
1	Riv. BG. Hôpital	I3	S3	0.37	1.00	1.50	0.50	0.37	0.55	0.185
2	Riv. BG. Texaco	I3	S3	0.37	1.00	1.50	0.50	0.37	0.55	0.185
3	Riv. BG. & Gde Riv. de Jacmel	I3	S3	0.37	1.00	1.50	0.50	0.37	0.55	0.185
4	Rivière BG	I3	S3	0.37	1.00	1.50	0.50	0.37	0.55	0.185
5	Grande Riv. de Jacmel	I3	S3	0.37	1.00	1.50	0.50	0.37	0.55	0.185
6	La Gosseline Pont de la Gosseline	I3	S3	0.37	1.00	1.50	0.50	0.37	0.55	0.185
7	Rivière des Orangers	I4	S3	0.45	1.00	1.50	0.50	0.45	0.67	0.225
8	La Gosseline (passe Duvenois)	I4	S3	0.45	1.00	1.50	0.50	0.45	0.67	0.225

Tableau 4 –5 Coefficient de Ruissellement C_a selon TRLL

La comparaison des trois (3) méthodes fournit les valeurs suivants:

No.	Dénominaton	Actuel			Cas Défavorable			Cas favorable		
		Bernard 1935	ORSTOM	TRLL	Bernard	ORSTOM	TRLL	Bernard	ORSTOM	TRLL
0	Riv. B.G. Rivage	0.35	0.45	0.37	0.45	0.55	0.55	0.30	0.30	0.185
1	Riv. B.G. Hopital	0.35	0.45	0.37	0.45	0.55	0.55	0.30	0.30	0.185
2	Riv. B.G. Texaco	0.35	0.45	0.37	0.45	0.55	0.55	0.30	0.3	0.185
3	B. G. & Gde Riv. de Jacmel	0.35	0.45	0.37	0.45	0.55	0.55	0.30	0.30	0.185
4	Rivière Bras Gauche	0.35	0.45	0.37	0.35	0.55	0.55	0.30	0.30	0.185
5	Grande Riv. de Jacmel	0.35	0.45	0.37	0.45	0.55	0.55	0.30	0.30	0.185
6	La Goss. Pont de la Gosseline	0.35	0.45	0.37	0.45	0.55	0.55	0.30	0.30	0.185
7	Rivière des Orangers	0.47	0.45	0.45	0.57	0.65	0.67	0.42	0.35	0.225
8	La Gosseline (passe Duvenois)	0.47	0.48	0.45	0.57	0.65	0.67	0.42	0.35	0.225

Tableau 4 – 6 Coefficient de Ruissellement selon les trois méthodes

4.4. Remarques

Nous croyons opportun de faire les remarques suivantes :

- la méthode Bernard considère les facteurs topographiques, sol végétation liée à l'exclusion de la pluviométrie. La méthode ORSTOM considère le facteur topographie, sol et la végétation liée à la pluviométrie. La première est globale, indicative. Quant à la seconde, revêtant un caractère régional, l'affectation d'une pluviosité à un type de végétation ne peut être généralisée.

- les valeurs issues de la méthode Orstom et de TRLL sont valables pour une pluie décennale. La méthode Bernard n'indique pas à quel temps de retour elle se réfère.

- La classe de perméabilité dans la méthode Orstom ne peut pas être trouvée avec précision. Les bassins étant loin d'être homogènes, il s'avère très difficile de chiffrer la perméabilité d'autant plus que celle-ci est souvent liée à la pente du bassin.

4.5. Valeurs des coefficients de ruissellement retenues

Les valeurs trouvées sont pour la plupart du même ordre de grandeur. Nous choisissons le maximum à chaque fois parmi les (3) méthodes, pour rester dans la sécurité sans surestimer de façon abusive les résultats. Mais ces valeurs trouvées sont valables pour T = 10 ans. Nous nous sommes référés donc à la Méthode des Grands Bassins (Louis Duret) pour déterminer le rapport entre les coefficients de ruissellement pour des fréquences données et la fréquence de 10 ans. Le coefficient de ruissellement est donné par:

$$C = (1 - 36/H_{(24,T)})^2$$

dans laquelle (H_{24},T) est la hauteur de pluie journalière, pour un temps de retour T.

Il vient donc:

T	C	CT/C10
10 ans	0.64	1.00
25 ans	0.699	1.10
50 ans	0.7327	1.14

Les coefficients de ruissellement deviennent donc en fonction de l'ensemble des caractéristiques de relief et de sol et en fonction du temps de retour de l'événement:

No	Dénomination	Coefficient de Ruissellement		
0	Riv. B.G. Rivage	Actuel	Cas défavorable	Cas favorable
1	Riv. B.G. Hopital	0.45	0.55	0.30
2	Riv. B.G. Texaco	0.45	0.55	0.30
3	B. G. & Gde. Riv. de Jacmel	0.45	0.55	0.30
4	Rivière Bras Gauche	0.45	0.55	0.30
5	Grande Riv. de Jacmel	0.45	0.55	0.30
6*	La Goss. Pont de la Gosseline	0.48	0.67	0.42
7*	Rivière des Orangers	0.48	0.67	0.42
8*	La Gosseline (passe Duvenois)	0.48	0.67	0.42

Tableau 4 – 7 Coefficients de ruissellement adoptés pour T = 10 ans

No	Dénomination	Coefficient de ruissellement		
		Actuel	Cas défavorable	Cas favorable
0	Riv. Bras Gauche Rivage	0.50	0.61	0.33
1	Riv. Bras Gauche Hopital	0.50	0.61	0.33
2	Riv. Bras gauche (sud station Texaco)	0.50	0.61	0.33
3	Riv. Bras gauche & Grde Riv. de Jacmel	0.50	0.61	0.33
4	Rivière Bras Gauche	0.50	0.61	0.33
5	Grande Rivière de Jacmel	0.50	0.61	0.33
6	La Gosseline Pont de la Goseline	0.53	0.74	0.47
7	Rivière des Orangers	0.53	0.74	0.47
8	La Gosseline (passe Duvenois)	0.53	0.74	0.47

Tableau 4 – 8 Coefficients de ruissellement adoptés pour T = 25 ans

No	Dénomination	Coefficient de ruissellement		
		Actuel	Cas défavorable	Cas favorable
0	Riv. Bras Gauche Rivage	0.52	0.64	0.35
1	Riv. Bras Gauche Hopital	0.52	0.64	0.35
2	Riv. Bras gauche (sud station Texaco)	0.52	0.64	0.35
3	Riv. Bras gauche & Grde Riv. de Jacmel	0.52	0.64	0.35
4	Rivière Bras Gauche	0.52	0.64	0.35
5	Grande Rivière de Jacmel	0.52	0.64	0.35
6	La Gosseline Pont de la Goseline	0.56	0.78	0.49
7	Rivière des Orangers	0.56	0.78	0.49
8	La Gosseline (passe Duvenois)	0.56	0.78	0.49

Tableau 4 – 9 Coefficients de ruissellement adoptés pour T = 50 ans

*Nous gardons les mêmes coefficients pour les points de calcul 6, 7 et 8.

RELATIONS PLUIES – DEBIT

CHAPITRE 5. RELATIONS PLUIES – DEBITS - REPONSE HYDROLOGIQUE DES BASSINS VERSANTS

1 Généralités

La nature des données disponibles, pluies journalières, à l'exclusion des intensités, requiert une méthode adaptée. Elle écarte l'analyse fréquentielle directe des débits, elle écarte également la détermination des relations averses – crues sur la base d'observations simultanées de pluies et de débits. Il faudra déterminer une relation qui aura comme "entrée" :

- des paramètres physiques du bassin versant
- la pluviométrie.

L'utilisation d'un modèle de ruissellement calé uniquement sur la pluviométrie nécessite la connaissance d'événements pluviométriques critiques pour le bassin ou la région sous étude et conduisant à des écoulements importants contre lesquels il convient de se protéger. A ces événements critiques devrait être associée une "période de retour" impliquant le calcul d'ouvrages en termes de risque de défaillance. Ces événements pluviométriques critiques sont englobés sous la dénomination de "pluies de projet".

Mais une conception aussi simple de la pluie de projet se heurte rapidement à des difficultés majeures au niveau de son application pratique. En effet, une pluie peut-être caractérisée par plusieurs paramètres qui au sein d'une même pluie peuvent avoir des temps de retour très différents. Citons:

- La hauteur de précipitation
- La durée de la pluie
- L'intensité moyenne
- Les intensités maximales sur des intervalles de temps Δt quelconques

Les solutions possibles à ce problème ne sont pas nombreuses dans notre cas:

- on se libère du maximum de paramètres servant à définir la pluie, on utilise ce qu'on a. On utilise alors les méthodes statistiques faisant intervenir la pluie de 24 heures (H24).

- on utilise la structure des averses à une échelle fine de temps et en procédant à une simulation d'une chronologie d'épisodes pluvieux. Ces épisodes pluvieux seront ensuite transformés au moyen d'un modèle de ruissellement, en hydrogramme. La notion de période de retour de l'épisode pluvieux est alors reportée sur sa conséquence: le débit de pointe, dans le cas qui nous concerne.

55

Nous avons retenu deux méthodes, dont l'utilisation est répandue en Haïti et auxquelles nous avons porté des ajustements susceptibles de nous rapprocher le plus que possible:

- d'une averse réelle
- du taux de ruissellement réel
- du temps de parcours effectif de l'eau sur le bassin .

Nous utiliserons:

- la méthode du SCS *(Soil Conservations Service)* en ce qui a trait à la définition de l'hydrogramme
- la méthode des grands bassins.

Nous avons écarté la méthode rationnelle puisque non applicable ici à cause des dimensions des bassins versants, la méthode rationnelle étant limitée aux bassins dont la superficie est inférieure à 10 km^2.

La méthode du SCS sera utilisée pour les bassins versants dont la superficie est inférieur ou égale à 200 km^2 et pour des temps de retour divers.

La méthode des grands bassins peut-être utilisée pour des bassins versants dont la superficie est supérieure à 150 km^2 et pour des crues de différentes fréquences.

Nous ferons des recoupements et les raccordements qui s'imposent pour une saine évaluation des débits.

2. Méthode SCS (Soil Conservation Service)

2.1. Principes de la méthode

Le Soil Conservation Service du Département de l'Agriculture des Etats-Unis d'Amérique a développé une méthode d'élaboration d'averse largement utilisée aux Etats-Unis et au Canada, notamment lorsqu'il s'agit de déterminer les débits de projet en zone rurale. Cette méthode est basée sur l'utilisation de courbes de précipitation cumulées, valables pour une régions donnée et établie par le SCS sur la base de nombreuses observations d'averses.

Des observations effectuée à travers tous les Etats ont été analysées et ont donné lieu à deux types de courbes : le SCS type I et le SCS type II. Pour les pas de temps qui nous intéressent, les deux types conduisent à des valeurs de pluie faibles par rapport à celles issues des courbes IDF. Nous adoptons donc les valeurs issues des courbes IDF telles que déterminées ci-dessous.
La méthode du *Soil Conservation Service* est complète. Elle permet d'obtenir non seulement la variation de l'intensité de pluie dans le temps mais également l'hydrogramme de crue par sommation des hydrogrammes élémentaires relatifs à chaque pas de temps choisi.
Nous proposons de suivre les étapes suivantes pour l'estimation des débits de pointe :

- détermination de l'averse de projet, variable dans le temps
- détermination de la lame ruisselée correspondante et la distribution de la pluie nette dans le temps
- détermination de l'hydrogramme unitaire synthétique
- détermination de l'hydrogramme de crue et du débit de pointe.

2.2. Pluie de projet dérivant des courbes IDF

L'utilisation d'une pluie de projet générée sur la base de courbes IDF pour une fréquence et une durée données s'explique par les raisons suivantes :

- l'averse historique c'est-à-dire l'événement pluvieux le plus important que l'on ait jamais enregistré dans la région intéressée par l'étude ou à défaut un événement majeur survenu dans un passé pas trop lointain et dont les traces sont encore dans toutes les mémoires, n'est enregistrée que dans une ou deux stations pluviométriques, ce qui rend sa représentativité faible pour l'assimiler à une pluie de projet valable pour le bassin hydrographique. Par ailleurs, son temps de retour sur l'ensemble du bassin est mal connu.

- l'averse de projet uniforme ne saurait être appliquée dans notre cas, nos bassins versants dépassant largement la dizaine de km^2.

La pluie de projet dérivant des courbes IDF est une pluie calée sur la loi de Montana dont les paramètres ont été précédemment déterminés :

$$P = \frac{a}{(b+t)^n}$$

avec P : précipitation en milimètre
t : temps en heure
a, b et n étant déterminés pour chaque période de retour déterminée.

La pluie de projet a une durée $t = t_c$ correspondant au temps de concentration du bassin versant.

Ainsi on parlera de pluie de projet de 1 heure, de pluie de projet de 1 heure 30 de pluie de projet de 3h, de pluie de projet de 4 heures, selon le temps de concentration du bassin versant.

On aura donc autant de pluie de projet qu'on a de bassins ou de sous-bassins versants et pour chaque période de retour.

2.3. Distribution de la pluie nette

Nous avons, pour rester cohérent, avec les autres méthodes défini des coefficients de ruissellement moyen pour chaque point de calcul considéré. A partir des coefficients de

ruissellement retenus, on peut construire le hyétogramme de la pluie ruissellée à partir de deux optiques différentes :

- soit le coefficient de ruissellement est appliqué à chaque pas de temps
- soit la lame ruisselée est placée dans le corps de pluie le plus intense (indice ϕ)

Le premier choix signifierait que le ruissellement commencerait dès les premières gouttes de pluie. Or il n'en est pas ainsi en général à moins de supposer que le bassin a un indice de pluie antécédente qui porterait le sol à saturation dès le début de la pluie. Ce qui est parfois le cas, mais cette distribution atténue considérablement la pluie maximum donc la pointe de crue.

En effet, dans un premier temps, la pluie qui tombe s'infiltre rapidement dès qu'elle arrive au sol. Elle est interceptée par la végétation ou par les dépressions naturelles plus ou moins perméables du terrain. Puis fur et à mesure que la capacité d'infiltration du sol diminue, les dépressions superficielles se remplissent, formant une pellicule d'eau d'écoulement lent, parce que freinée par la base de la végétation ou les aspérités du sol, commençant à ruisseler quand la rétention superficielle n'augmente plus.

Nous avons donc choisi de placer la lame ruisselée dans le corps de pluie le plus intense pour avoir un hyétogramme de pluie nette plus proche de la réalité et générant un débit maximum.

2.4. Exemple de calcul de la pluie de projet dérivant des courbes IDF

1.- Données

Rivière :	*Bras Gauche*	
Localité :	*Route de l'amitié*	
Temps de retour :	*50 ans*	
Coefficient de ruissellement :	*0.64*	©
Superficie du basin versant :	*182.02 km2*	*(S)*
Averse journalière de référence :	*250 mm (H24)*	
Coefficient réducteur :	*1.22*	
Coefficient de Montana :	*114.13*	*(a)*
	0.2	*(b)*
	0.951	*(n)*
Pas de temps élémentaire:	*0.25 heure*	
Nombre de pas	*12*	
Temps de pointe	*3.53 heures*	*Tp*

2.- Calcul

Temps (heure)	PPH24: t/24 $(b+24/b+t)^{An}$	Pluie moyenne (mm)	Intensité (1) mm/h	Averse de projet (IDF) mm/h	Hyétogr. De pluie nette mm/h	Lame ruisselée (lr) mm	Selon la méth. de l'indice Phi.
0.25	0.46	115.21	377.72	19.58	12.53	3.13	
0.50	0.61	151.36	118.55	37.70	24.13	6.03	
0.75	0.68	169.82	60.51	118.55	75.87	18.97	**0.34**
1.00	0.73	181.32	37.70	377.72	241.74	60.44	**20.55**
1.25	0.76	189.32	26.23	60.51	38.73	9.68	**85.34**
1.50	0.78	195.29	19.58	26.23	16.79	4.20	**6.04**
1.75	0.80	199.96	15.34	15.34	9.82	2.45	
2.00	0.82	203.76	12.45	12.45	7.97	1.99	
2.25	0.83	206.93	10.39	10.39	6.65	1.66	
2.50	0.84	209.63	8.85	8.85	5.66	1.42	
2.75	0.85	211.97	7.67	7.67	4.91	1.23	
3.00	0.86	214.02	6.74	6.74	4.31	1.08	

Tableau 5 – 1 Calcul de la précipitation totale et de la lame ruisselée

Précipitation totale: **175.34 mm**
Lame ruisselée totale: **112.27 mm**

2.5. Récapitulatif des résultats de calcul des pluies de projet dérivant des courbes IDF

T	COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT					
	Actuel		Défavorable		Favorable	
	Pluie nette	Lame ruisselée	Pluie nette	Lame ruisselée	Pluie nette	Lame ruisselée
10 ans	3.33 + 50.71	54.04	12.81+60.19+2.43	75.43	47.29	47.29
25 ans	7.61 + 59.69	67.30	1.29+17.39+69.47+5.82	93.97	3.8+55.88	59.68
50 ans	12.42 + 77.21	89.63	3.37+23.57+88.34+9.06+0.49	124.86	1.19+64.43	65.62

Tableau 5 – 2 Pluie nette et lame ruisselée Rivière Des Orangers

T	COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT					
	Actuel		Défavorable		Favorable	
	Pluie nette	Lame ruisselée	Pluie nette	Lame ruisselée	Pluie nette	Lame ruisselée
10 ans	5.07 + 52.45	57.53	12.81+60.19+2.43	75.43	1.48+48.86	50.34
25 ans	9.99 + 62.07	72.06	2.82+18.91+70.99+7.34+0.55	100.62	5.91+57.99	63.90
50 ans	14.94+78.18+ 0.78	93.90	0.83+4.93+24.61+87.85+10.45+2.1 3	130.80	9.47+72.11	82.18

Tableau 5 – 3 Pluie nette et lame ruisselée Rivière La Gosseline (Passe Duvenois)

T	COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT					
	Actuel		Défavorable		Favorable	
	Pluie nette	Lame ruisselée	Pluie nette	Lame ruisselée	Pluie nette	Lame ruisselée
10 ans	5.59 + 52.97	58.56	0.4+14.74+62.18+4.41	81.73	1.93+49.31	51.24
25 ans	11.77 + 69.06	80.83	3.58+21.21+78.50+8.48+1.09	112.86	7.20+64.48	71.68
50 ans	16.72+81.52	98.24	1.02+5.56+25.76+40.56+11.25+2.68	136.83	10.58+75.38	85.96

Tableau 5 – 4 Pluie nette et lame ruisselée Rivière La Gosseline (Pont sur la route de l'Amitié)

T	COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT					
	Actuel		Défavorable		Favorable	
	Pluie nette	Lame ruisselée	Pluie nette	Lame ruisselée	Pluie nette	Lame ruisselée
10 ans	4.13 + 51.51	55.64	10.31+57.69	68.01	37.09	37.09
25 ans	9.49 + 66.77	76.26	16.63+73.92+3.90	94.45	51.10	51.10
50 ans	13.95+78.75	92.70	0.79+21.00+85.79+6.49	114.07	62.40	62.40

Tableau 5 – 5 Pluie nette et lame ruisselée Grande Rivière de Jacmel (Pont)

T	COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT					
	Actuel		Défavorable		Favorable	
	Pluie nette	Lame ruisselée	Pluie nette	Lame ruisselée	Pluie nette	Lame ruisselée
10 ans	4.43+ 51.81	56.24	10.58+57.97+0.2	68.75	37.49	37.49
25 ans	10.55 + 67.83	78.38	17.02+74.31+4.29	95.62	51.73	51.73
50 ans	14.54+79.36 +0.03	93.90	21.77+86.56+7.26	115.59	63.21	63.21

Tableau 5 – 6 Pluie nette et lame ruisselée Rivière Bras Gauche BG avant intersection avec GRJ

2.6. Débits de pointe

Nous ne disposons d'aucun enregistrement de débit sur les bassins versants. La forme de l'hydrogramme sera donc simulée en considérant les caractéristiques du bassin. Cette forme est supposée triangulaire, invariante dans le temps et dans l'espace, résultant d'une lame ruisselée de 1 mm. L'hydrogramme triangulaire développée par le SCS est une relation simple et pratique qui permet le passage de la pluie au débit.

Il est défini par les paramètres suivants :

t_p : temps de montée (heure)
t_d : temps de décrue (heure)

t_b : temps de base
Q_P :débit de pointe.

L'hydrogramme unitaire triangulaire synthétique est supposé invariant dans le temps et dans l'espace résultant d'une lame ruisselée de 1 mm. A chaque tranche unitaire de pluie nette ou pluie excédentaire est associé un hydrogramme triangulaire. Les relations empiriques liant t_P à t_d et t_P à t_c pour un grand nombre d'hydrogrammes est :

- **$t_P = \sqrt{tc} + 0.6\ t_c$ est le temps de concentration en heure**
- **$t_d = 1.67\ t_P$**
- **$t_b = t_P + t_d$**

Le volume de ruissellement superficiel de l'hydrogramme est :

$$V = Qp * t_B/2$$
$$Qp = 2V/t_B = 2V/2.67tp = 0.75V/tp$$

Avec V : volume ruisselé.

La hauteur de pluie a été ramenée à 1 mm ; pour obtenir le débit de pointe en m^3/s, l'expression devient :

$$Qp = 0.208A/tp$$

Avec Qp = débit de pointe m^3/s
A = surface du bassin en km^2
Tp = temps de pointe en heure

L'hydrogramme unitaire synthétique obtenu est l'hydrogramme provenant d'une pluie excédentaire de 1mm et de durée t. L'hydrogramme résultant d'une pluie excédentaire de hauteur P_n est obtenu par :

$$Qp = \frac{0.208A * P_n}{t_P}$$

Avec P_n : hauteur en mm de la pluie nette ou la pluie excédentaire de durée t.

Le calcul est fait pour chaque tranche de pluie excédentaire de hauteur P_n. Les hydrogrammes aussi obtenus sont décalés de la durée t. L'hydrogramme global est obtenu par la somme des ordonnées.

3. Méthode des Grands Bassins

La grande incertitude dont est entaché le temps de concentration pour les bassins de surface supérieur à 200 km^2, liée à l'absence de données de débit, exige de se rapprocher de formules développées par corrélation sur les paramètres les plus significatifs qui sont à la base de la genèse des crues. Une méthode de calcul des crues pour les grands bassins naturels après analyse statistique conduite sur plus d'une cinquantaine de bassins dans le Tropique Sud est proposée par Louis Duret.

Après analyse des phénomènes physiques qui conditionnent les crues, Louis Duret a défini une équation d'estimation du débit maximal. A partir des averses exceptionnelles et des crues qu'elles engendrent, il propose de déterminer le débit maximal des crues en fonction d'un coefficient d'écoulement et d'une durée d'évolution choisis d'après la pente, la forme et la superficie du bassin.

Pour les surfaces inférieurs à 150km2, la méthode est moins adaptée. Néanmoins nous assurons un recoupement avec les résultats de la méthode du SCS afin de déterminer un coefficient pondérateur. L'utilisation pratique de la méthode proposée pour estimer les débits maximum de crue se résume à l'application d'une formule du type :

$$Q_T = K\, A^{0,8}\, I_P^{0,32}\, H(24,t)\, (1-36/H_{24})^2$$

Avec	Q_T:	débit maximum, en m^3/s, pour une crue de période de retour T
	A:	surface du bassin versant, en Km^2,
	I_P:	pente moyenne en m/Km, calculée par la formule simplifiée I = H/Lr, dans laquelle H est la dénivelée en m, du bassin et Lr la longueur du rectangle équivalent,
	H(24, t):	averse journalière de référence, de même période de retour T que le débit estimé,
	K:	coefficient pondérateur à déterminer par recoupement avec la méthode du SCS

Les caractéristiques d'un bassin connues, il est donc possible de définir la crue maximale qui correspond à une averse de fréquence donnée. Les divers paramètres intervenant dans le calcul des débits sont déjà définis. Il reste à déterminer le coefficient pondérateur K.

Ce coefficient ajusté à 0.025 pour les grands bassins du Tropique Sud a été évalué pour Haïti à une moyenne de 0.014 par BCEOM.

Nous avons composé les débits estimés par la méthode du SCS avec ceux de la méthode des grands bassins versants naturels. Le coefficient K de la méthode des grands bassins appliqués aux bassins de la région se situe aux alentours de 0.030.

Les débits calculés sont présentés dans les tableaux suivants:

No	Dénomination	Conditions Actuelles	Conditions Défavorables	Conditions Favorables
0	Riv. B.G. Rivage	1111.51	1318.56	741.01
1	Riv. B.G. Hopital	1109.92	1316.67	739.95
2	Riv. B.G. Texaco	959.18	1137.85	639.45
3	B.G. & Grde Riv. de Jacmel	807.20	957.57	538.14
4	Rivière Bras Gauche	494.57	602.97	330.58
5	Grande Rivière de Jacmel	399.31	485.85	266.93
6	Gosseline Pont	620.34	860.05	543.68
7	Rivière de Orangers	154.23	213.40	135.58
8	Gosseline Duvenois	576.30	753.30	504.56

Tableau 5 –7 Débits en m³ par seconde des différents bassins pour T = 10 ans et pour différentes conditions d'utilisation du sol

No	Dénomination	Conditions Actuelles	Conditions Défavorables	Conditions Favorables
0	Riv. B.G. Rivage	1465.06	1787.38	966.94
1	Riv. B.G. Hopital	1462.97	1784.82	965.56
2	Riv. B.G. Texaco	1264.28	1542.42	834.43
3	B.G. & Grde Riv. de Jacmel	1063.96	1298.03	702.22
4	Rivière Bras Gauche	687.93	837.19	456.15
5	Grande Rivière de Jacmel	546.24	673.76	367.76
6	Gosseline Pont	855.03	1181.63	759.21
7	Rivière de Orangers	191.35	264.81	170.30
8	Gosseline Duvenois	721.74	998.70	640.21

Tableau 5 – 8 Débits en m³ par seconde des différents bassins pour T = 25 ans

No	Dénomination	Conditions Actuelles	Conditions Défavorables	Conditions Favorables
0	Riv. B.G. Rivage	1836.37	2260.15	1200.71
1	Riv. B.G. Hopital	1833.75	2256.92	1198.99
2	Riv. B.G. Texaco	1584.71	1950.41	1036.15
3	B.G. & Grde Riv. de Jacmel	1333.62	1641.37	871.98
4	Rivière Bras Gauche	823.82	1011.29	557.38
5	Grande Rivière de Jacmel	663.34	812.38	449.08
6	Gosseline Pont	1038.47	1427.63	909.88
7	Rivière de Orangers	254.36	350.69	187.88
8	Gosseline Duvenois	939.70	1293.64	817.21

Tableau 5 – 9 Débits en m³ par seconde des différents bassins pour T = 50 ans

DETERMINATION DES PROFONDEURS D'EAU

CHAPITRE 6. DETERMINATION DES PROFONDEURS D'EAU / ETENDUE DE LA ZONE INONDABLE PAR LA RIVIERE DES ORANGERS

1. INTRODUCTION

A cause des problèmes spécifiques causés par la rivière des Orangers, il est requis d'entreprendre une étude détaillée de détermination des profils de l'eau le long de cette rivière pour le débit correspondant à une période de retour de 25 ans, dans l'hypothèse où les conditions actuelles d'occupation de sol demeurent inchangées. Il est aussi requis de déterminer les profondeurs d'eau:

- En trois (3) sites, à proximité de l'Hôpital St. Michel de Jacmel, au Sud de la Station Texaco et là où la Gosseline coupe la route de Lafond.
- Sous neuf (9) cas différents de débits pour chaque site, soit trois (3) temps de retour (T_{10}, T_{25}, T_{50}) et trois (3) cas d'utilisation du sol, le cas actuel, le cas où la déforestation sera intensive, (cas défavorable) le cas où il sera pratiqué des mesures limitatives de ruissellement, (cas favorable).

Les trois sites correspondent aux points de calcul suivants:

Désignation	Points de calcul
Proximité de l'Hôpital St. Michel	BG – GRJ – GO 1 Hôpital
Au Sud de la Station Texaco	BG – GRJ – GO 2 Texaco
Là où la Gosseline rencontre la route de Lafond	GO 8 Duvenois

2. ENQUÊTES SOMMAIRES

La hauteur d'eau est estimée à l'aide d'une série d'équations liant les caractéristiques morphologiques du site et les caractéristiques intrinsèques du flux. A défaut des stations de jaugeages, il sera difficile de se renseigner de façon précise sur les niveaux atteints par les anciennes crues.
Nous avons cependant certains repères:

- Là où la Gosseline coupe la route de Lafond, le flux a atteint 2m de hauteur, à 140 mètres du bord de la rive droite du cours d'eau, lors du passage de Gordon, d'après les renseignements qui nous ont été fournis par les riverains;

- À Mombin, (4 km de Portail Léogane en suivant la route de Lafond), le flux a atteint 3.45 mètres d'eau sur la route lors du passage de Gordon, d'après les renseignements fournis par les riverains;

- Près de l'hôpital, la crue n'a pas dépassé le promontoire lors de Gordon.

Nous avons établi pour chaque site trois (3) sections en travers, de 25m en 25m.

D'autres indications se sont révélées précieuses, notamment sur la mobilité des lits des cours d'eau, en particulier dans la zone de Texaco et dans la zone de l'hôpital.

En outre il faut :

- identifier les tronçons de la rivière où des corrections de pente sont nécessaires pour limiter l'érosion du fond;
- identifier les zones où des mesures de protection de berge sont nécessaires;
- localiser et dimensionner sommairement les mesures physiques de protection.

3. METHODOLOGIE GENERALE

La détermination des profils est réalisée à partir du logiciel HECRAS (Hydrologique Engineering Center River Analysis System). HECRAS est un système integré de logiciels conçu pour simuler les profils de l'eau pour plusieurs cas de débits dans un réseau complexe de rivière. Ce système comprend une interface graphique (Graphical User Interface, GUI), une composante d'analyse hydraulique, un volet de storage et de gestion de données, et des options de représentations graphiques et textuelles. Dans la composante d'analyse hydraulique le logiciel comprend trois options: calcul des profils de l'eau pour des écoulements permanents, simulation des écoulements non-permanents et études du transport de sédiment. Le logiciel a aussi des options de calcul qui peuvent être invoquées une fois les éléments hydrauliques de base calculés. Ces options incluent la localisation et la détermination de la hauteur des digues sur des tronçons de rivières où la section mouillée est insuffsante.

3.1. Théorie des Calculs de Profils pour Ecoulements Unidimensionnels

La détermination des profils est faite suivant un procédé itératif exigeant des approximations successives, et basé sur le principe de conservation d'énergie et de masse. La théorie d'Euler de conservation de la quantité de mouvement est appliquée là où il y a

des singularités telles que déversoirs, ouvrages de traversée, surélévation du fond, rétrécissements ou élargissements localisés, changements brusques de direction (courbes), et changements brusques de pente.

L'élévation du plan d'eau d'une section à une autre est déterminée par approximation successive en résolvant l'équation de la conservation d'énergie.

L'équation d'énergie s'écrit sous la forme suivante:

$$Z_1 + Y_1 + Ce_1 = Z_2 + Y_2 + Ce_2 + h_e \qquad (1)$$

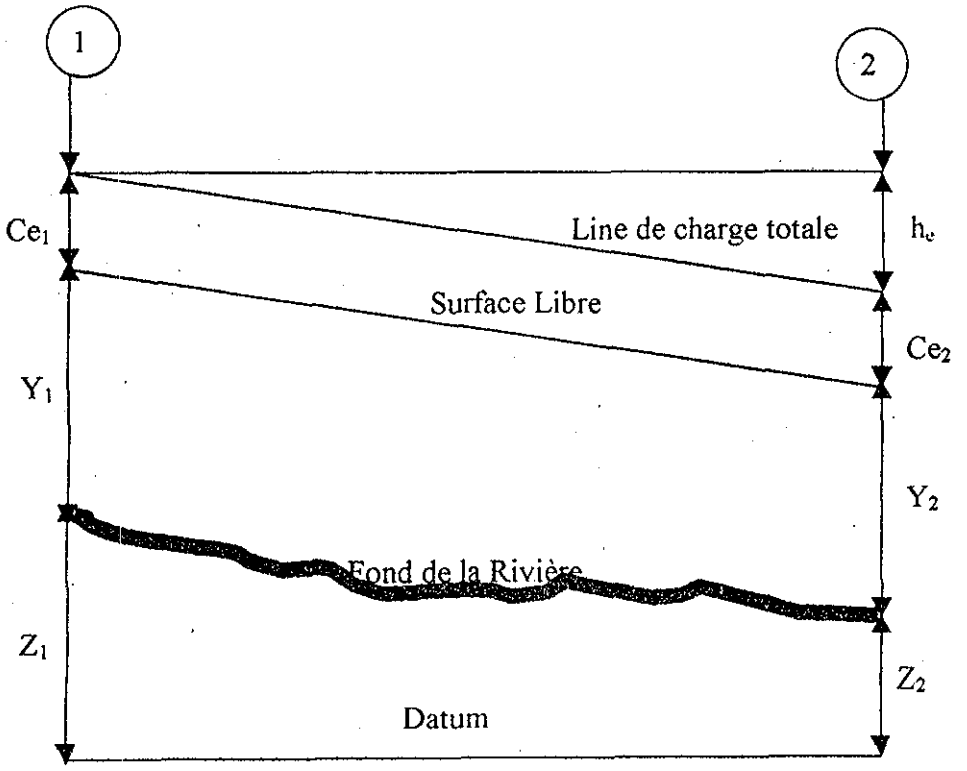


Figure 1: Définition des Termes de l'Equation d'Energie

Les termes de l'Equation (1) sont définis ci-après:

Z, Z_2 : Elévation du fond de la rivière au droit des sections (1) et (2)

Y_1, Y_2 : Profondeur d'eau en section (1) et section (2)

Ce_1, Ce_2 : Energie cinétique au droit des sections (1) et (2)

$$Ce_i = \frac{\alpha_i V_i^2}{2G} \qquad (2)$$

V_i : Vitesse moyenne d'écoulement en section (i)

α_i : Coefficient de vitesse en section (i)

G : Accélération de la pesanteur

h_e : Pertes de charge dues aux frottements sur les parois, contraction ou expansion des sections

$$h_e = L\overline{S_f} + C\left|\frac{\alpha_1 V_1^2}{2G} - \frac{\alpha_2 V_2^2}{2G}\right| \qquad (3)$$

C: Coefficient de contraction ou d'expansion

$\overline{S_f}$: Pente moyenne de frottement entre deux sections situées à une distance L l'une de l'autre.

La distance pondérée L entre deux sections, est calculée comme suit:

$$L = \frac{L_{rg}\overline{Q_{rg}} + L_{lr}\overline{Q_{lr}} + L_{rd}\overline{Q_{rd}}}{\overline{Q_{rg}} + \overline{Q_{lr}} + \overline{Q_{rd}}} \qquad (4)$$

L_{rg}, L_{lr}, L_{rd} : Distances entre deux sections consécutives mesurées au centre des sections mouillées dans la rive gauche, le lit principal et dans la rive droite de la rivière, respectivement.

$\overline{Q_{rg}}, \overline{Q_{lr}}, \overline{Q_{rd}}$: Débits moyens entre deux sections au niveau de la rive gauche, le lit principal et la rive droite de la rivière, respectivement.

La pente due au frottement des parois dans une section donnée est calculée comme suit:

$$S_f = \left(\frac{Q}{K}\right)^2 \qquad (5)$$

Q : Débit moyen calculé pour une section donnée
K : Facteur de section.

Le facteur de section K, est calculé de la façon suivante:

$$K = \frac{C_u}{n} A R^{2/3} \qquad (6)$$

A : Section mouiliée
n: Coefficient de rugosité de Manning
R : Rayon hydraulique
C_u : Constante égale **1.00** quand le système international de mesure est utilisé et **1.486** pour le système anglais.

Plusieurs méthodes peuvent être utilisées pour le calcul de la moyenne des pentes entre deux sections consécutives.

Méthode 1: Equation basée sur la moyenne des facteurs de section:

$$\overline{S_f} = \left(\frac{Q_1 + Q_2}{K_1 + K_2} \right)^2 \qquad (7)$$

Méthode 2: Equation basée sur la moyenne arithmétique des pentes entre deux sections:

$$\overline{S_f} = \frac{S_{f1} + S_{f2}}{2} \qquad (8)$$

Méthode 3: Equation basée sur la moyenne géométrique des pentes:

$$\overline{S_f} = \sqrt{S_{f1} \cdot S_{f2}} \qquad (9)$$

Méthode 4: Equation basée sur la moyenne harmonique des pentes:

$$\overline{S_f} = \frac{2 S_{f1} . S_{f2}}{S_{f1} + S_{f2}} \qquad (10)$$

Les critères de sélection de la méthode de calcul des pentes moyennes sont définies dans le tableau suivant.

Type de Profil	Valeur relative des Pentes	Equation Utilisée
Ecoulement Tranquille (M1, S1)	$S_{f2} > S_{f1}$	Moyenne Arythmétique (Eq. 8)
Ecoulement Tranquille (M2)	$S_{f1} \leqq S_{f2}$	Moyenne Harmonique (Eq. 10)
Ecoulement Rapide (S2)	$S_{f2} > S_{f1}$	Moyenne Arythmétique

		(Eq. 8)
Ecoulement Rapide (M3, S3)	$S_{f1} \leqq S_{f2}$	Moyenne Géométrique (Eq. 9)
Dans tous les autres cas		Moyenne des Facteurs de Facteurs (Eq. 7)

Tableau 6 - 1 Critères de Sélection des équations pour le Calcul des Pentes Moyennes

La détermination des coefficients de contraction et d'expansion est basée sur les critères définis dans le tableau suivant.

Type de transition	Contraction	Expansion
Pas de Transition (V1=V2)	0.0	0.0
Transition Graduelle	0.1	0.3
Sections de Pont	0.3	0.5
Transition brusque	0.6	0.8

Tableau 6 - 2 Coefficients de Contraction et d'Expansion

Le coefficient de vitesse α, est calculé de la façon suivante:

$$\alpha = (A_t)^2 \left[\frac{\frac{(K_{rg})^3}{(A_{rg})^2} + \frac{(K_{lr})^3}{(A_{lr})^2} + \frac{(K_{rd})^3}{(A_{rd})^2}}{(K_t)^3} \right] \qquad (11)$$

A_t : Section mouillée totale

A_{rg}, A_{lr}, A_{rd} : Section mouillée de l'écoulement dans la rive gauche, lit principal et dans la rive droite de la rivière.

K_t : Facteur de section pour la section entière

K_{rg}, K_{lr}, K_{rd} : Facteur de section de la rive gauche, le lit principal et de la rive droite.

3.2. Principe d'Euler de Conservation de la Quantité de Mouvement

Lorsque l'écoulement passe brusquement d'un régime rapide à un régime tranquille, l'équation de la conservation d'énergie n'est plus applicable. L'équation de la conservation d'énergie est appliquée dans des situations où l'écoulement est graduellement varié, ou rapidement varié quand on passe d'un régime fluvial à un régime torrentiel. Le passage d'un écoulement rapide à un écoulement tranquille a lieu particulièrement en des points où il existe des changements considérables d'élévation

dans le canal, des restrictions provoquées par des ponts et d'autres ouvrages. Dans ces conditions, on utilise l'équation de la conservation de la quantité de mouvement d'Euler.

L'équation de la quantité de mouvement est dérivée de la seconde loi de Newton:

Force = Mass x Accélération

$$\sum F_x = ma \qquad (12)$$

En appliquant la seconde loi de Newton à une masse d'eau comprise entre deux sections 1 et 2, l'expression suivante du changement de quantité de mouvement par rapport au temps peut s'écrire ainsi:

$$P_1 - P_2 + W_x - F_f = Q\rho\Delta V_x \qquad (13)$$

P : Pression hydrostatique appliquée aux sections 1 et 2.
Wx : Force exercée par le poids de l'eau.
F_f : Force provoquée par friction externe
Q : Débit
ρ : Densité de l'eau
ΔV_x : Changement de vitesse des sections 1 à 2.

3.3. Calcul Hydraulique des Ouvrages de Traversée

Le logiciel HECRAS peut analyser six types de buses: circulaire, rectangulaire, arc, semi-arc, elliptique et semi-circulaire. Le logiciel peut modéliser un maximum de 10 buses à caractéristiques différentes (changement de forme, de rugosité, de pente, etc).

Le projet de la rivière des Orangers comprend quatre (4) buses en arc et deux dalots simples. Ils sont situes aux points kilométriques suivants: PK 0+204, 0+228, 0+337, 0+528, 0+736 et 5+536. La modélisation des buses avec HECRAS exige quatre sections transversales. Une première section transversale située en aval où l'écoulement n'est pas affecté par la buse, une section en aval et en amont tout près de la buse, et une autre section en amont située à un point tel que la buse n'a aucun effet sur l'écoulement. Il faut noter que les deux sections transversales situées aux extrémités de la buse représentent les sections de la rivière à l'entrée et à la sortie de la buse. Ces quatre sections sont indiquées sur la Figure 2. La modélisation des ponts est quasi similaire à celle des buses et le schéma sur la figure 2 est aussi valable pour les ponts. Dans le cadre de ce projet, la profil de l'eau sera déterminé au droit de deux ponts: pont sur la Grande Rivière de Jacmel et celui sur la rivière la Gosseline.

3.4. Coefficients de Contraction et d'Expansion

Des coefficients d'expansion et de contraction sont appliqués pour calculer les pertes d'énergie à l'entrée et à la sortie des ouvrage hydrauliques tels que buses et ponts.

Quand l'énergie cinétique augmente de l'amont vers l'aval, un coefficient de contraction est appliqué. Un coefficient d'expansion est utilisé quand l'énergie cinétique décroît de l'aval vers l'amont. Les coéfficients d'expansion et de contraction utilisés dans le cadre de ce projet se trouvent au Tableau 2.

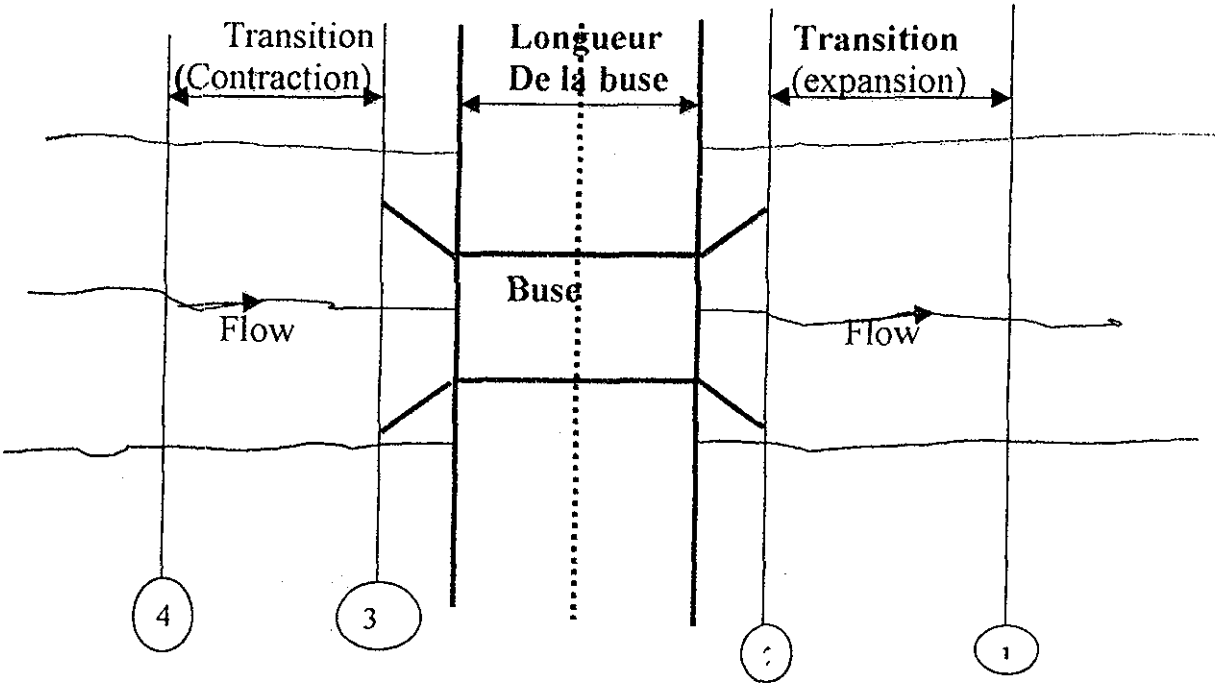


Figure 2: Schéma de Modélisation des Buses

La portion de l'écoulement passant au dessus de la chaussée au droit des buses est calculée en utilisant l'ouvrage de traversée comme un déversoir à seuil épais. Un coéfficient de débit de 3.00 est appliqué quand l'écoulement est libre. Des facteurs de correction sont appliqués quand l'écoulement est noyé. Des coéfficients de rugosité de 0.019 et 0.013 sont utilisés pour des buses métalliques (type Armco) et des buses en béton, respectivement.

3.5. Approche de Calcul des Profils

La rivière est divisée en tronçons élementaires compris entre deux sections consécutives. Les tronçons seront choisis de façon à pouvoir considérer pour chacun

d'eux une valeur moyenne de la pente, de la section mouillée et du coefficient de rugosité.

- Le calcul procède de l'amont vers l'aval si l'écoulement est tranquille et de l'aval vers l'amont si l'écoulement est rapide.
- Connaissant les éléments hydrauliques en section (1), le modèle suppose une profondeur en section (2) et vérifie que l'équation (Eq. 1) de conservation d'énergie est satisfaite.
- La profondeur choisie en section (2) est ajustée jusqu'à ce que l'équation (1) est verifiée à 0.003 mètres ou 0.1 pied près.

3.6. Tournage du Logiciel HECRAS

Le modèle HECRAS est utilisé pour déterminer l'élévation du plan d'eau à toutes les sections choisies le long de la rivière pour des débits donnés. Les données nécessaires pour la conduite de ces calculs sont divisées en deux categories: les données géométriques et celles relatives à l'écoulement de l'eau.

3.6.1. Données Géométriques

Les données géométriques permettent d'établir des connections entre les différentes branches du système de rivière à l'étude. Ces données permettent aussi de définir les sections en travers, de calculer les pertes de charge dues à des contractions ou expansions. Elles fournissent des informations concernant les jonctions et la longueur des différents tronçons du système.

La première étape consiste à dessiner une représentation schématique du système de rivière en question. Cette représentation schématique du système (réseau) permet de définir la façon dont les différents tronçons sont connectés entre eux suivant une nomenclature facilitant la référence aux caractéristiques relatives à chaque élément du système. Chaque point sur le réseau est identifié par un index appelé station (STA) ou point kilométrique (PK). La saisie des différentes données est faite en référence à un tronçon spécifique sur le réseau. Par exemple, chaque section transversale doit avoir un index de tronçon et une station. L'index de tronçon définit le tronçon sur lequel la section est localisée et la station (PK) définit le point sur le tronçon où elle se situe.

Le nombre de sections en travers à considérer pour la modélisation du système dépend de la configuration du reseau, des changements de pente et de direction (courbes et méandres), des contractions ou expansions le long de la rivière. Le nombre de sections en travers est choisi de façon que la perte d'énergie entre deux sections consécutives soit inférieure à 0.3 mètres ou que la variation de l'énergie cinétique d'une section à une autre ne dépasse pas 0.15 mètres.

3.6.2. Données Relatives à l'Ecoulement

Les données relatives à l'écoulement sont: le débit à chaque tronçon et les caractéristiques hydrauliques de ces tronçons. Le coefficient de rugosite de Manning, les coefficients de contraction ou d'expansion sont autant d'éléments nécessaires pour le calcul des profils. Les données de débit sont saisies pour chaque section de l'amont vers l'aval. Au moins une valeur de débit doit être fournie pour chaque tronçon. Une fois un débit donné pour un tronçon donné, il est supposé le même sur ce tronçon jusqu'à ce qu'un autre débit est donné. Le débit peut être changé à un point quelconque sur le réseau. Cependant, il ne peut pas changer au milieu d'un pont, d'une buse ou au droit d'une jonction.

De PK	A PK	Nature des berges naturelles	Nature du lit
0+000	0+500 (OH_4)	Argile – Subverticale	Eaux stagnantes - Gravier sableux + Détritus
0+500 (OH_4)	0+750 (OH_5)	Argile – Subverticale	Dépotoir sauvage – sable avec un peu de gravier
0+750 (OH_5)	1+700 (OH_6)	Argile – Subverticale	Sable
1+700 (OH_6)	4+700	Argile – Subverticale	Sable
4+700 (OH_4)	5+000	Argile – Subverticale – Contaminé	*Pavage de grosses pierres de 1.80 à 2.00 m de diamètre émaillé de sable aux interstices
5+000	5+700	Argile – Subverticale – Berges bien encaissées	Galets de 150 à 200 mm
5+700	7+500 (OH_4)	Argile – Subverticale – Berges bien encaissés en général	Gravier et sable

Tableau 6 - 3 Nature des berges et du lit

**Il ne s'agit pas de transport solide mais de grosses roches solidement ancrées dans le lit de la rivière.*

			BERGE DROITE		BERGE GAUCHE	
DE PK	A PK	Longueur (M)	Constitution	H mur (m)	Constitution	H mur (m)
0+155	0+192	37	Maison mur revêt	4		
0+185	0+230	45			Mur en MR	2.60
0+325	0+333	8			Mur en MR	1.25
0+342	0+367	25	Mur en MR	1.25		2.5
0+342	0+397	55			Mur en MR	2.5
	0+500				Maison	3

			BERGE DROITE		BERGE GAUCHE	
DE PK	A PK	Longueur (M)	Constitution	H mur (m)	Constitution	H mur (m)
0+625	0+675	50			Mur en MR+bloc	4
0+693	0+7230	30	Mur en MR*			4
0+693	0+725	33			Mur en MR	4
0+744	812	68			Mur en MR	4
0+744	0+759.50	15.50	Mur en MR	2.3		
0+829	0+952	123			Mur en MR+bloc	2.5
1+007	1+043	36			Mur en MR	2.5
1+069	1+091	22			Mur en MR	2.5
1+655	1+713	58			Mur en MR+bloc	2.5
4+671	4+711.609	40			Mur en MR	2.5
5+512	5+529	17			Mur en MR	2.5
5+512	5+523	11			Mur en MR	2.5

Tableau 6 - 4 Données Complémentaires / Berges Rivières Des Orangers

* **MR :** ***Maçonnerie de roche***

Désignation	Description	Fil d'eau amont		Fil d'eau aval		Dessus	
		PK	ELV	PK	ELV	PK	ELV
OH1	ARC.D=4,30 R=0.50m, H=1.10m	0+202	2.46	0+208	2.55	0+204	3.76
	Lp = 5.70 e=1.40m						
OH2	ARC D=4.30m R=0.50m H=1.10m	0+255	2.75	0+232	2.83	0+228	4.79
	Lp = 5.20 e=1.10m						
OH3	Pont dalle H=0.75m, I=6.m	0+332	3.63	0+341	3.6	0+337	4.55
	Lp =7.10m e=0.71						
OH4	ARC D=4.30 R=0.50m H=1.10m	0+522	4.53	0+528	4.56	0+528	5.78
	Lp = =5.20 e=0.95m						
OH5	ARC D=3.50 H=0.80m	0+734	5.34	0+743	5.42	0+736	6.55
	Lp = 9.45m e=0.70m						
OH6	Gué submersible à lunettes,	1+712	9027	1+718	10.79	1+712	12.18
	2 buses 36 cm						
H7	Pont dalle L=2.40m,	5+531	68.24	5.+540	68.35	5+536	70.21

			BERGE DROITE		BERGE GAUCHE	
DE PK	A PK	Longueur (M)	Constitution	H mur (m)	Constitution	H mur (m)
0+625	0+675	50			Mur en MR+bloc	4
0+693	0+7230	30	Mur en MR*			4
0+693	0+725	33			Mur en MR	4
0+744	812	68			Mur en MR	4
0+744	0+759.50	15.50	Mur en MR	2.3		
0+829	0+952	123			Mur en MR+bloc	2.5
1+007	1+043	36			Mur en MR	2.5
1+069	1+091	22			Mur en MR	2.5
1+655	1+713	58			Mur en MR+bloc	2.5
4+671	4+711.609	40			Mur en MR	2.5
5+512	5+529	17			Mur en MR	2.5
5+512	5+523	11			Mur en MR	2.5

Tableau 6 - 4 Données Complémentaires / Berges Rivières Des Orangers

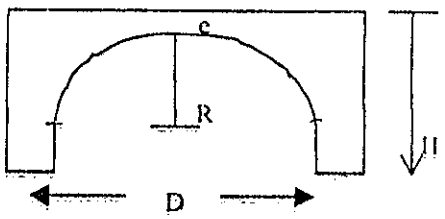
*** MR :** ***Maçonnerie de roche***

Désignation	Description	Fil d'eau amont		Fil d'eau aval		Dessus	
		PK	ELV	PK	ELV	PK	ELV
OH1	ARC.D=4,30 R=0.50m, H=1.10m	0+202	2.46	0+208	2.55	0+204	3.76
	Lp = 5.70 e=1.40m						
OH2	ARC D=4.30m R=0.50m H=1.10m	0+255	2.75	0+232	2.83	0+228	4.79
	Lp = 5.20 e=1.10m						
OH3	Pont dalle H=0.75m, I=6.m	0+332	3.63	0+341	3.6	0+337	4.55
	Lp =7.10m e=0.71						
OH4	ARC D=4.30 R=0.50m H=1.10m	0+522	4.53	0+528	4.56	0+528	5.78
	Lp = =5.20 e=0.95m						
OH5	ARC D=3.50 H=0.80m	0+734	5.34	0+743	5.42	0+736	6.55
	Lp = 9.45m e=0.70m						
OH6	Gué submersible à lunettes,	1+712	9027	1+718	10.79	1+712	12.18
	2 buses 36 cm						
H7	Pont dalle L=2.40m,	5+531	68.24	5.+540	68.35	5+536	70.21

Désignation	Description	Fil d'eau amont		Fil d'eau aval		Dessus	
	H=1.70m						
	Lp = 5 Lp = 5 à 6m e=33cm						
OH8	Gué submersible : trapézoïdal,	6+600	101.71	6+603	101.85	6+603	101.85
	Lp =9.50m						

Tableau 6 –5 Ouvrages hydrauliques existants

D *corde maximum*
R *= distance entre génératrice supérieure et corde maximum*
H *= hauteur totale de l'arc*
Lp *= largeur de la plate forme de la route ou portée de l'ouvrage*



Dans le cadre de cette étude, les profils de l'eau le long de la rivière des Orangers sont calculés pour les débits correspondant à la période de retour de 25 ans et pour des conditions actuelles d'occupation de sol. Les valeurs de débit considérées dans cette analyse sont les suivantes:

Du PK 7+600 à PK 6+000: 114.41 m^3/s
Du PK 6+000 à PK 1+500: 195.89 m^3/s
Du PK 1+500 à PK 0+000: 262.56 m^3/s

Les valeurs de débit suivantes sont considérées pour le calcul des profils de l'eau en cinq points différents sur la rivière Bras Gauche, Grande Rivière de Jacmel, et la Gosseline:

Dénomination	Conditions Actuelles	Conditions Défavorables	Conditions Favorables
Riv. B.G. Hopital	1109.92	1316.67	739.95
Riv. B.G. Texaco	959.18	1137.85	639.45
Grande Rivière de Jacmel	399.31	485.85	266.93
Gosseline Pont	620.34	860.05	543.68
Gosseline Duvenois	576.30	753.30	504.56

Tableau 6 - 6 Débits en m^3 par seconde des différents bassins pour T = 10 ans et pour différentes conditions d'utilisation du sol

Dénomination	Conditions Actuelles	Conditions Défavorables	Conditions Favorables
Riv. B.G. Hopital	1462.97	1784.82	965.56
Riv. B.G. Texaco	1264.28	1542.42	834.43
Grande Rivière de Jacmel*	546.24	673.76	367.76

Dénomination	Conditions Actuelles	Conditions Défavorables	Conditions Favorables
Gosseline Pont*	855.03	1181.63	759.21
Gosseline Duvenois	721.74	998.70	640.21

Tableau 6 - 7 Débits en m³ par seconde des différents bassins pour T = 25 ans et pour différentes conditions d'utilisation du sol

Dénomination	Conditions Actuelles	Conditions Défavorables	Conditions Favorables
Riv. B.G. Hopital	1833.75	2256.92	1198.99
Riv. B.G. Texaco	1584.71	1950.41	1036.15
Grande Rivière de Jacmel*	663.34	812.38	449.08
Gosseline Pont*	1038.47	1427.63	909.88
Gosseline Duvenois	939.70	1293.64	817.21

Tableau 6 - 8 Débits en m³ par seconde des différents bassins pour T = 50 ans et pour différentes conditions d'utilisation du sol

**Pour les ponts , les calculs n'ont été effectués que pour les conditions actuelles*

3.6.3. Stratégie pour l'Aménagement de la Riviére des Orangers

Le modèle HECRAS est tourné pour trois scénarios différents:

1. Les sections du cours d'eau naturel sont considérées sans les ouvrages de traversée existants
2. Les ouvrages de traversée existants sont introduits à leur position respective
3. Les ouvrages de traversée projetés remplacent ceux existants.

Le premier scénario a permis de déterminer les profondeurs normales de l'écoulement en ignorant, pour les besoins de cette analyse, la surélévation du plan d'eau que les ouvrages existants auraient provoquée. Pour les mêmes conditions (ouvrages existants ignorés), on localise les tronçons de la rivière où des mesures de protection sont nécessaires. Le deuxième scénario a permis d'évaluer l'impact des dimensions et du calage actuel de ces ouvrages sur les profils du plan d'eau le long de la rivière.

La présence d'ouvrages hydrauliques tel que pont, dalot, buse, etc., apporte dans la plupart des cas une surélévation de la cote naturelle de l'eau, surélévation plus ou moins grande selon l'importance des perturbations que cet ouvrage apporte à l'écoulement de la crue. Pour connaître la côte des plus hautes eaux (PHE) à prendre en compte dans le projet, il faut déterminer la côte naturelle de l'eau, au droit du franchissement et pour la crue de projet.

Le tournage du modèle après le dimensionnement et le calage des ouvrages projetés, les sections insuffisantes étant redimensionnées et recalées, aurait permis de vérifier que l'eau ne déborde à aucun point le long de la rivière. On s'assurerait qu'au passage du

18

débit de projet, il existe un tirant d'air ou revanche suffisamment important pour diminuer les risques d'obstruction partielle ou totale de l'ouvrage par des détritus, corps flottants, branchages, souches, etc.

Le troisième scénario (tournage du modèle après le calage des ouvrages projetés) est considéré particulièrement quand il s'agit d'études détaillées débouchant sur des plans d'exécution. Cependant, dans le cadre de cette étude d'avant-projet sommaire, le profil de l'eau a été simulé en considérant les dimensions des ouvrages de traversée proposés pour s'assurer que ces ouvrages ne créent aucune perturbation du plan d'eau telle que la formation de ressaut hydraulique. Toutefois, les dimensions de ces ouvrages doivent être reconsidérées à l'occasion d'études détaillées.

4. Analyse des résultats

Les différents résultats que produit la modélisation de la rivière des Orangers sont affichés aux Annexes A à G. Les élévations du plan d'eau telles qu'indiquées à l'Annexe A sont supérieures au niveau des berges à presque toutes les sections sur les 7.5 kilomètres de la rivière. Tous les ouvrages de traversée sont débordés. La profondeur d'eau au niveau des chaussées au droit des buses est considérable. Cependant, les profils de l'eau calculés au cours de cette analyse ne sont pas tout à fait réels à cause de l'emprise limitée des sections en travers. En effet, le logiciel HECRAS considère qu'il existe des murs verticaux de hauteur indéfinie aux deux extrémités des sections transversales quand ces sections sont insuffisantes à transporter le débit de projet. Cette hypothèse donne lieu à une concentration de l'écoulement dans le lit mineur de la rivière. Autrement, l'écoulement s'étendrait sur la zone innondable qu'il faudra déterminer.

4.1. Instabilité des Sections de la Rivière des Orangers

La concentration forcée de l'écoulement dans les limites des sections en travers à l'étude, ajoutée à la pente plutôt raide de la rivière, a conduit à des vitesses d'écoulement très élevées à presque tous les points sur la rivière. De la même facon, les forces tractives au fond de la rivière sont excessivement élevées. Par définition, la force tractive est une tension tangentielle exercée par l'eau en mouvement sur les matériaux de fond. Lorsqu'un canal ou une rivière n'est pas revêtu, il faut vérifier la stabilité du fond et des berges afin d'éviter les érosions provoquées par l'eau. Pendant longtemps on a étudié la stabilité des canaux en partant de la notion de vitesse limite en fixant pour chaque matériau de fond une limite supérieure de la vitesse qui était censée assurer la stabilité du fond et des cotés.

Cependant la tendance s'oriente vers l'emploi du concept de force tractive. Dans un canal infiniment large, en régime uniforme, avec une pente S et une profondeur d'eau h, on a la relation suivante:

$$\tau = whS \qquad (14)$$

τ : Force tractive en kg/m^2

w : Poids spécifique de l'eau (Kg/m3)
S : Pente du canal (m/m)
H: Hauteur d'eau (m)

Appelons τ_0 la force tractive critique à partir de laquelle les matériaux de fond commence à se déplacer. Pour des matériaux grossiers non-cohérents, cette force est exprimée en kg/m^2, par le même nombre que le diamètre des matériaux, en centimètre, auquel correspond, dans la courbe granulométrique, 75% au poids des matériaux de diamètre inférieur, que l'on represente par d_{75}. La force tractive τ_0 est généralement calculée comme suit:

$$\tau_0 \text{ (kg/m}^2\text{)} = 0.8\ d_{75} \text{ (cm)} \qquad (15)$$

Quoique la distribution granulométrique des matériaux de fond pour la rivière des Orangers n'a pas été déterminée dans le cadre de cette étude, l'intensité des forces tractives telles que présentées sur les graphiques à l'Annexe G indiquent que le charriage de materiaux de fond est évident sur le tronçon de la rivière à l'étude. De même, la variation de la vitesse moyenne d'écoulement présentée sur les graphiques en Annexe F ne fait que renforcer l'idée de l'instabilité des sections de la rivière due au transport important d'éléments solides. La vitesse moyenne maximale pour des canaux non revêtus est généralement limitée à 1m/s. De même, la force tractive critique dans les canaux non revêtus est généralement inférieure à 100 Newton/m^2 (10 kg/m^2). En moyenne, la force tractive présentee sur les graphiques en Annexe G sont supérieures à 400 Newton/m^2.

Il s'en suit que le transport de matériaux solides devait être considérable le long de la rivière des Orangers à moins que les matériaux de fond consistent en pierres de diamètre important. A considérer le profil en long pour le tronçon aval entre le PK 0+000 et PK 1+500, les affouillements du fond de la rivière sont particulièrement important dans ce tronçon. A partir de ces résultats, on devrait constater des affouillements considérables à la sortie des ouvrages de traversée. La nature des matériaux de fond et la pente relativement importante au niveau du tronçon en aval du PK 1+500 devraient provoquer la dégradation accélérée du lit de la rivière des Orangers à ce tronçon.

Or il n'en est pas du tout ainsi. Les tronçons où les observations dénotent des dégradations des transports solides sont ceux qui présentent des sections bien encaissées avec des berges hautes, c'est-à-dire là où en principe il n'y a pas de débordement, PK 5+200, PK 5+400.

Les hauteurs d'eau trouvées ainsi que les vitesses ne sont donc pas réelles. Les débordements enregistrés aux diverses sections entraînent la divagation des ondes de crues et par conséquent la diminution de la lame d'eau ruisselée. Cette lame d'eau, sa hauteur et son étendue ne peuvent être connues qu'avec des profils en travers s'étendant sur une bonne largeur de part et d'autre de la rivière.

En particulier à partir du PK 4+700 (Orangers Ecole des Sœurs) jusqu'au PK 4+350 environ, les eaux s'étendent dans les champs, ne sont point confinées dans le lit de la rivière qui n'existe plus sur près de 200m. En outre aux PK 2+240 et 2+250, à Siloé, deux brèches importantes entrainent le détournement quasi total des eaux vers la route de Lafond qui sert alors de canal majeur, les sections en travers étant dans cette zone tout à fait insignifiantes puisque ne draînant qu'une faible partie du débit.

Enfin la Ravine Trou Bourrique, au Portaitl de la Gosseline, (PK1+250), n'arrive pas à la rivière des Orangers. Les eaux s'accumulent audit Portail rencontrant ainsi les eaux dérivant des 2 premières brèches et continuent leur course sur la route de Lafond comme canal majeur. Pour le moment, le lit mineur de la rivière ne charrie qu'une faible quantité du débit et c'est ce qui explique contrairement aux résultats des calculs, son caractère plus ou moins stable du point de vue affouillement ou de transport solide

4.2. Capacité Hydraulique des Ouvrages d'Art

Les sections mouillées de tous les ouvrages de traversée sur la rivière des Orangers sont nettement insufisantes. Les informations sur le tableau 4, premettent de se faire une idée quant à la capacité hydraulique de ces ouvrages.

Description	PK	Capacité hydraulique (m^3/s)	Débit Passant sur Projet (m^3/s)	Hauteur d'eau sur la Chaussée (m)	Vitesse d'écoulement (m/s)
Buse Arche	0+202	18.45	244.11	2.51	4.96
Buse Arche	0+228	6.13	256.43	2.49	1.65
Pont Dalle	0+337	8.66	253.9	2.84	1.92
Buse Arche	0+525	23.85	238.71	3.8	6.42
Buse Arche	0+736	14.62	247.94	6.08	6.66
Pont Dalle	5+540	22.04	240.52	3.52	5.4

Tableau 6 - 9 Capacité Hydraulique des Ouvrages d'Art sur la Rivière des Orangers

Les données présentées sur le tableau 4 indiquent clairement que ces ouvrages hydrauliques quasi inexistants eu égard à leur capacité hydraulique (entre 6 et 23 m3/s) comparée aux débits de projet, de l'ordre de 200 m^3/s. Les hauteurs d'eau sur la chaussée (entre 2.5 et 6 m) au droit de ces ouvrages sont considérables. La chausée a pratiquement joué le rôle d'un déversoir à seuil épais où l'écoulement devient critique. L'écoulement au dessus de ces ouvrages étant critique, leur présence ne modifie pas le profil de l'eau. En effet, le profil de l'eau avec ou sans ces ouvrages est le même. En peu de mot, ces ouvrages sont hydrauliquement inexistants.

4.3. Elévation des Plans d'eau à Bras Gauche Hôpital, Bras Gauche Texaco, Gosseline-Duvenois.

Les résultats des annexes H, J et L sont condensés dans les trois tableaux suivants :

Section	T	Elv. Min. Riv.	Elv. Min. Berges	Elévation Plan d'eau		
				Conditions actuelles	Conditions défavorables	Conditions favorables
1	10 ans	196.53	198.0	D	D	D
	25 ans	196.53	198.0	D	D	D
	50 ans	196.53	198.0	D	D	D
2	10 ans	196.88	203.0	N	D	N
	25 ans	196.88	203.0	N	D	N
	50 ans	196.88	203.0	N	D	N
3	10 ans	196.74	199.6	D	D	N
	25 ans	196.74	199.6	D	D	N
	50 ans	196.74	199.6	D	D	N

Tableau 6 - 10 Elévation du plan d'eau à Gosseline – Duvenois pour T = 10 ans. T = 25 ans, T = 50 ans pour différentes conditions d'utilisation du sol.

D = Débordement **N = Ecoulement normal ou sans-débordement significatif.**

Débordement pour les conditions actuelles et les conditions défavorables et par de débordement significatif pour les conditions favorables.

Section	T	Elv. Min. Riv.	Elv. Min. Berges	Elévation Plan d'eau		
				Conditions actuelles	Conditions défavorables	Conditions favorables
1	10 ans	8.92	12.6	D	D	D
	25 ans	8.92	12.6	D	D	D
	50 ans	8.92	12.6	D	D	D
2	10 ans	8.87	11.2	D	D	D
	25 ans	8.87	11.2	D	D	D
	50 ans	8.87	11.2	D	D	D
3	10 ans	9.27	10.6	D	D	D
	25 ans	9.27	10.6	D	D	D
	50 ans	9.27	10.6	D	D	D

Tableau 6 - 11 Elévation du plan d'eau à Bras Gauche Texaco pour T = 10 ans, T = 25 ans et T = 50 ans pour différentes conditions d'utilisation du sol

D = Débordement **N = Ecoulement normal ou sans-débordement significatif.**

Débordement pour les conditions actuelles, les conditions défavorables et les conditions favorables. Il faut signaler que les débordements ne sont pas significatifs dans la plupart des cas.

82

Section	T	Elv. Min. Riv.	Elv. Min. Berges	Elévation Plan d'eau		
				Conditions actuelles	Conditions défavorables	Conditions favorables
1	10 ans	3.03	5.0	D	D	D
	25 ans	3.03	5.0	D	D	D
	50 ans	3.03	5.0	D	D	D
2	10 ans	3.8	6.2	D	D	D
	25 ans	3.8	6.2	D	D	D
	50 ans	3.8	6.2	D	D	D
3	10 ans	4.05	4.4	D	D	D
	25 ans	4.05	4.4	D	D	D
	50 ans	4.05	4.4	D	D	D

Tableau 6 - 12 Elévation du plan d'eau à Bras Gauche Hopital pour T = 10 ans, T = 25 ans, T = 50 ans et pour différentes conditions d'utilisation du sol.

D = Débordement **N = Ecoulement normal ou sans-débordement significatif.**

Débordement dans tous les cas de figure.

5. DIMENSIONNEMENT SOMMAIRE DES OUVRAGES DE PROTECTION

Les tronçons sur la rivière des Orangers où des mesures de protection sont requises sont indiqués à l'Annexe M, page M-4. Les tronçons susceptibles de débordement par le débit de projet sont les suivants:

PK: 6+500 à 5+600
5+100 à 3+200
3+000 à 0+000

Au fond, il ne s'agit pas d'ouvrages de protection ponctuels mais du réaménagement global de la rivière pour transiter le débit de 25 ans.

Des sections type sont proposées pour l'aménagement de la rivièere des Orangers particulièrement aux points indiqués ci-dessus. Des protections en gabions sont proposées. Cependant, des études plus approfondies des matériaux et de la main d'oeuvre locaux, du coût et de la disponibilité de ces matériaux sont nécessaires pour déterminer les méthodes d'aménagement optimales de la rivière. Pour les tronçons en amont du PK 1+500, les protections en gabions proposées dans l'hyppothèse où les hauteurs calculées dans les limites des sections transversales disponibles resteront les mêmes. Cependant, dans certains tronçons, cette hyppothèse a conduit à des hauteurs d'eau très considérables. Des propositions plus réalistes, voire plus économiques sont possibles avec des données topographiques plus détaillées sur une plus grande étendue des zones inondables. Une extension de l'emprise des sections mouillées conduirait à une reduction

83

considérable de profondeur d'écoulement à plusieurs endroits. Cependant, les données disponibles n'ont pas permis de déterminer, de façon optimale, les hauteurs d'eau à adopter pour l'aménagement de cette rivière.

Pour le tronçon compris entre PK 1+500 et 0+000, le lit majeur de la rivière est quasi inexistant. Il est donc approprié de redimensionner et de recaler toutes les sections de la rivière y compris les ouvrages de traversée. La section du type B-2 (page M-8) est proposée pour l'aménagement de la rivière à ce niveau. Les hyppothèses; de calcul hydraulique sont les suivantes:

Vitesse d'écoulement maximum: 1.35 m/s
Pente longitudinale : 0.00025 m/m
Pente des berges : 1 (vertical) sur 1.5 (horizontal)

Le maintien d'une pente maximale de 0.00025 dans ce tronçon exigera la construction de chutes importantes assorties de dissipateurs d'énergie pour éviter des perturbations qui causeraient de graves problèmes d'affouillement et de stabilité particulièrement en amont et en aval des ouvrages d'art. Le maintien de cette pente donnera lieu à une hauteur totale de chute de 7.5 m qu'il faudra repartir sur les 1.5 km de la rivière. Des études hydrauliques détaillées avec des données topographiques complémentaires permettront de déterminer la faisabilité et l'économie d'une telle proposition.

D'autres aménagements ponctuels peuvent être entrepris sur des tronçons non susceptibles de débordement mais pour la protection de tronçons routiers. Il en est ainsi des dégradations du PK 5+160 au PK 5+200, du PK 5+380 au PK 5+400, qui menacent la route menant à Cap Rouge.

Les résultats trouvés sont basés sur les hypothèses retenues T = 25 ans et des conditions actuelles d'utilisation du sol. En particulier les emprises résultants du choix d'ouvrages en gabions sont excessives. D'autres solutions peuvent être envisagées comme par exemple des ouvrages en béton ou en maçonnerie avec des vitesses allant jusqu'à 5 m/s et des temps de retour moins ambitueux.

6. DIMENSIONNEMENT SOMMAIRE DES OUVRAGES D'ART

On propose de remplacer les ouvrages d'art aux PK: 0+202, 0+228, 0+337, 0+525, et 0+736 par des ponts de débouché linéaire de 25m minimum sur une hauteur minimum de 5m. Le pont aura 3 travées de 8.35m chacune. Le pont dalle au PK 5+400 peut être remplacé par un pont de 15m de portée avec une pile intermédiare. Ces ouvrages sont pré-dimensionnés sous les hyppothèses suivantes:

- Vitesse d'écoulement: 3.5 m/s
- Maintien du niveau actuel du plan d'eau

Il a été vérifié que le niveau du plan d'eau avec les ouvrages proposés restera le même et la vitesse d'écoulement sera de 3.5m/s en moyenne. L'option pont sur celle de dalot est basée seulement sur le volume de béton et le poids des armatures pour les deux cas. A titre d'exemple, le volume de béton pour le pont de 15 m de portée serait de 52 m3 comparé à 129m3 pour un dalot triple de débouché linéaire égal. Cependant, le coût des travaux de terrassement de fondations pour la solution pont peut être considérable. Le coût de ces travaux dépend des caractéristiques géotechniques des sols de fondation au droit de ces ouvrages. Il s'ensuit que le choix définitif du type d'ouvrage d'art ne peut se faire qu'à la suite d'études détaillées de capacité de sol et structure.

7. METRE SOMMAIRE ET SECTIONS TYPE

Les différentes sections type propoposées pour l'aménagement de la rivière des Orangers sont presentée à l'ànnexe M. Le métré y relatif est présenté à la même annexe. Le metré estimatif des ouvrages de protection et des ouvrages d'art est résumé au tableau suivant:

Désignation	PK	Béton (m3)	Ferraillage (kg)	Déblais (m3	Remblais (m3)	Gabions (m3)
Aménagement Riv. Orang.	0+0 - 7+600			219372	228768	43601
Pont (L=15m H=4.5, 2 travées)	5+400	60	7200	600		
5 Ponts (l=25m, H=5m, 3 travées)	0+736, 0+525, 0+337 0+228 0+202	525	63000		3000	
TOTAL		**585**	**70200**	**219972**	**229368**	**43601**

Tableau 6 - 13 Métré Sommaire

85

CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

CHAPITRE 7. CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

1. RECOMMANDATIONS POUR ORANGERS

A cause de l'emprise limitée des sections en travers couvrant seulement une faible partie de la zone d'inondation, il n'a pas été possible de déterminer les limites des zones inondables. De même les vitesses réelles d'écoulement et les forces tractives qui en découlent n'ont pas pu être déterminées. La concentration de l'écoulement au niveau du lit majeur a donné lieu à des vitesses et des forces tractives qui auraient été nettement moins importantes si les sections en travers s'étendaient sur la quasi totalité des zones inondables. En dépit des limites de ces sections en travers, cette étude a permis de faire les conclusions suivantes:

a. La rivière des Orangers agresse et ravage la route de Lafond ainsi que les champs avoisinants.

b. Elle inonde, submerge tout le bas de la ville.

c. les dimensions actuelles de tous les ouvrages de traversée (buses) sur la rivière des Orangers sont insuffisantes pour transporter le débit de 25 ans;

d. les dimensions de la plupart des sections transversales sur les 7.5 kilomètres de la rivière ne permettent pas de transporter le débit de projet;

e. les vitesses d'écoulement et les forces tractives qui en découlent sont excessivement érosives;

f. des études plus détaillées avec des données géotechniques et de topographie complémentaires sont nécessaires.

A moins que le Maître de l'Ouvrage n'en décide autrement, *nous proposons les démarches suivantes :*

- ***les travaux de protection de la route de Lafond et du bas de la ville doivent être entrepris.***

- ***définir ce qu'on va protéger : les champs, les routes, les maisons (la ville), le rivage.***

- ***Définir la lame d'eau admissible dans les champs ou sur la chaussée ou dans les zones des maisons et déterminer approximativement le temps de retour correspondant.***

- ***Dimensionner les ouvrages « ruraux » (5 ans par exemple), les ouvrages urbains 5 à 10 ans par exemple, les ouvrages de traversée 10 ans par exemple.***

- ***Les ouvrages de drainage urbains sont en général calculés par T5 à T10. A titre d'exemple, on a retenu pour les ouvrages de drainage de la ville de Port-au-Prince, 10 ans pour les collecteurs principaux et 20 ans pour les ouvrages de traversée.***

Les recommandations suivantes sont faites:

a. La rivière des Ouvrages doit être réaménagée

b. le redimensionnement des sections en travers et le recalage du profil en long de la rivière des Orangers sont nécessaires. Des études plus approfondies devraient confirmer les présentes propositions pour l'aménagement de la rivière des Orangers .

c. pour la détermination des zones inondables, particulièrement dans les limites de la ville de Jacmel, il serait important de considérer l'effet combiné des autres rivières du système;

d. les sections transversales plus larges sur une étendue de plus de 100 mètres de chaque coté du lit majeur de la rivière sont nécessaires pour arriver à déterminer les limites géographiques des zones inondables; **dans ce cas, on étudierait les limites des zones inondables avant et après aménagement.**

e. des études granulométriques des matériaux de fond sont nécessaires pour des études plus détaillées qui conduiraient à l'élaboration éventuelle des plans d'exécution;

f. des études topographiques complémentaires avec des relevés en plan indiquant l'emplacement des maisons à plus de 100m le long de la rivière et les routes d'accès sont aussi nécessaires pour le dimensionnement et le tracé des ouvrages;

g. des études géotechniques de capacité portante du sol de fondation, de détermination de l'angle de frottement interne des matériaux de fond et des cotés sont aussi recommandées pour le dimensionnement définitif des ouvrages de protection;

h. des études hydrogéologiques pour déterminer le niveau des nappes aquifères et les caractéristiques hydrauliques des sols sont aussi recommandées.

2. CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS GENERALES

Cette étude nous a permis de constater une fois de plus :

- que les données hydrométéorologiques sont en train de disparaître et que plus le temps passe moins on dispose de données.
- La précision ou la finesse des données n'est pas augmentée; seules les pluies journalières sont enregistrées.
- La qualité d'informations reste stable depuis quelque temps; plusieurs stations d'observations sont abandonnées.

Il est donc suggéré

- qu'une compilation, des données existantes à l'échelle journalière soit réalisée avec rigueur et sérieux pour l'ensemble du territoire. Cela demande du temps mais sera fort utile pour le pays et les exploitants des données hydrométéorologiques .
- que les bassins versants des rivières les plus importantes soient équipés de pluviographes et de limnigraphes et qui permet une détermination plus saine des débits de crue, en attendant que l'ensemble du territoire soit équipé d'un réseau d'appareils de mesure.
- Que le réseau d'observations de données hydrométéorologiques soit réorganisé afin de disposer de données fiables et sur une certaine durée.