UNIVERSITÉ DU BURUNDI
GRENIER DU SAVOIR DU BURUNDI
Dépôt institutionnel officiel
https://repository.ub.edu.bi

Etude de la stabilité des berges de la rivière Ntahangwa : << Cas du renforcement de la stabilité du pont de la chaussée Peuple Murundi >>

AWANKUBONAGE David; Directeur:Dr.Jr.MASEKANYA JeanPierre; Co-directeur : Jr. M.SC NIYONZIMA William

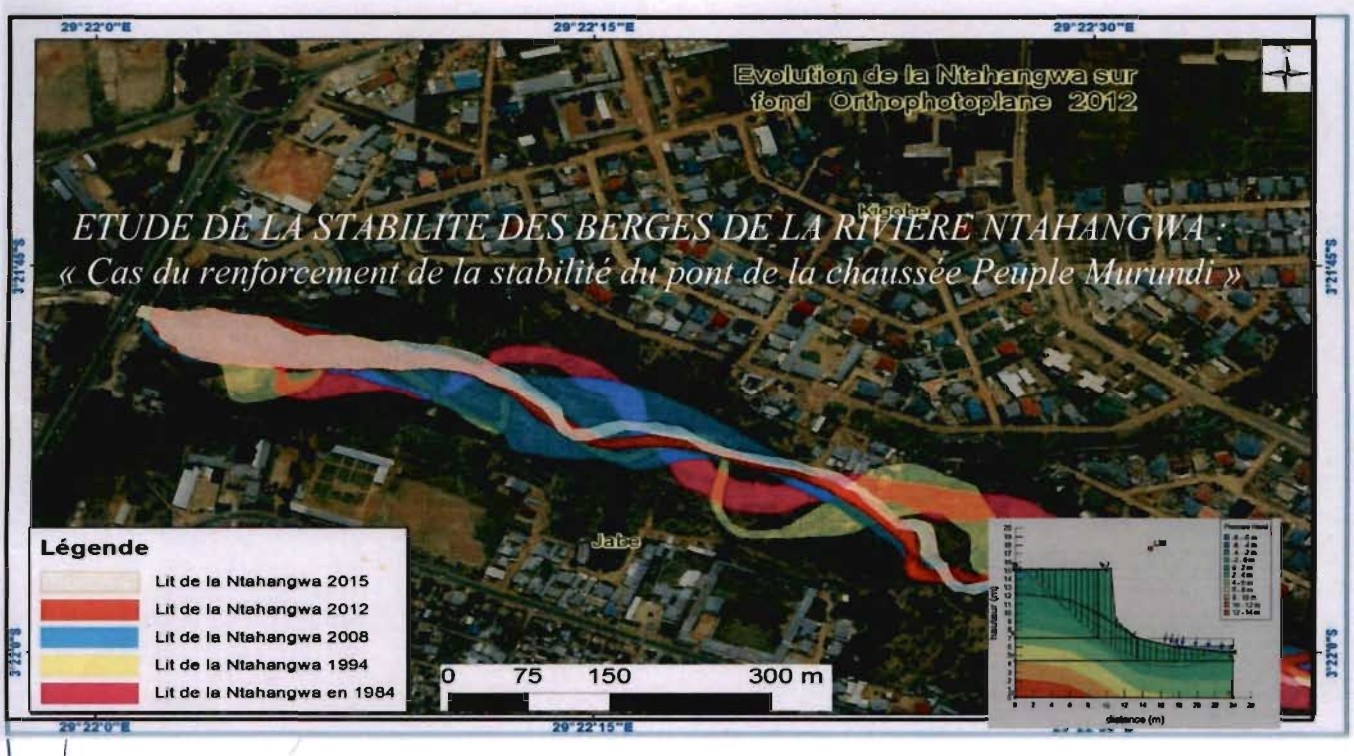
2017-03
UB,
https://repository.ub.edu.bi/handle/123456789/646

Document téléchargé depuis le **Grenier du Savoir du Burundi** — https://repository.ub.edu.bi

UNIVERSITE DU BURUNDI

INSTITUT TECHNIQUE SUPERIEUR

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



*Par : **AWA NKUBONAGE David***

Travail de fin d'études présenté et soutenu publiquement en vue de l'obtention d'un diplôme d'Ingénieur Industriel en Génie civil

*Directeur : **Dr. Ir. MASEKANYA Jean Pierre***
*Co-directeur: **Ir. & M.SC NIYONZIMA William***

Bujumbura, Mars 2017

DEDICACE

A mon vaillant Père NKUBONAGE MUSOLE Jean

A ma tendre et courageuse Mère ABASIMINE MULALISI Françoise

A mes frères et sœurs

A mes précieux neveux et nièces

A mes oncles, tantes, cousins et cousines

REMERCIEMENTS

Au terme de ce travail, l'honneur m'échoit d'exprimer mes profonds sentiments de gratitude envers ceux qui ont de près ou de loin contribué à l'aboutissement de ce présent travail.

Premièrement, je dis merci à mon Dieu pour sa Grâce imméritée et son Amour Eternel qui m'ont conduit inconditionnellement à cette étape.

Mes remerciements s'adressent en deuxième lieu à mes parents qui, par leurs efforts incalculables ont forgé la personne que je suis en m'envoyant à l'école où j'ai trouvé le véritable goût du savoir, ainsi que par leurs soutiens moral et matériel qui m'ont été d'une très grande utilité pour l'aboutissement du jeune cadre intellectuel, et je leur en serai éternellement reconnaissant.

En outre, je remercie tous mes frères ,sœurs, beau-frère, neveux, nièces, oncles, tantes, cousins et cousines à savoir AMANI NKUBONAGE Ephraïm., AKUZWE NKUBONAGE et sa famille., BIRINDWA MULALISI., RUGEMA, MURABAZI., RUKAZA., TUZAN, BIENFAIT, LILA et sa femme., pour leur cordial et inlassable amour ainsi que leur soutien inconditionnel tout au long de ma vie.

Il m'est capital de remercier mes formateurs sans distinction depuis l'école maternelle jusqu'à l'université pour l'éducation tant morale qu'intellectuelle, plus particulièrement le Dr.Ir.MASEKANYA Jean-Pierre et l'Ir. Msc. NIYONZIMA William, respectivement Directeur et Co-directeur de ce présent travail, qui, en dépit de leurs diverses tâches ont accepté la direction de ce projet de fin d'études, sans oublier le Dr.Ir. NIYONGABO Henri et le Dr. NAHIMANA Louis pour leurs conseils.

Il est vertueux de remercier mes très chers amis et compagnons : l'Ing. ABAMWIJA Japhet, Ir KITUMAINI Esperance, NEEMA Bisimwa, la famille MUGABANE, la famille RASHIDI, la famille MUSARAGANYI Damas, Dr MUTAMA Prosper, Pasteur Emmanuel MANEGABE, Pasteur Petro, L'Ing. BULAMBO Erast, Petro NAMULAMBI, BUSHUMI Jean-Claude, Tierri, ISAAC B, FERDINAT, Ing. BIRINDWA Patient, Ing. POLEPOLE Tardif, Mm NATHALIE, Ing. WILLY B, Ing. JUSTE, Ing. DAVID K, Ir .KAMILI, Ing. MARLENE, Ir. Claude, Ir.FABIEN OLENGABO, Ing. CHERINE, BUNGENGA Melissa, DOCILE, LANDRY F, Ing ARISTIDE, la famille GEBU, qu'ils trouvent ici l'expression de mon immense gratitude pour tout le soutien fourni.

Nos cordiaux remerciements à la CECOBU, à toute la communauté estudiantine du campus Kiriri et à toutes ces personnes croisées un jour comme par hasard et devenu aujourd'hui une famille pour moi, à tous mes héros non cités d'avoir fait de ma vie ce présent succès par leurs encouragements et leurs soutiens sans faille tant fraternel, moral que matériel.

A tous je dis sincèrement merci

SIGLES ET ABREVIATIONS

% : pourcentage
BV : Bassin versant
dx : élément unitaire suivant l'axe X
dy : élément unitaire suivant l'axe Y
FSA : Faculté des sciences appliquées
http : Hypertext Transfer Protocol
ITS : Institut Technique supérieur
M.K.S : Mètre Kilogramme Seconde
min : Minute
WWW : World Wide Web
K_C : Coefficient de compacité
K_f: Coefficient de forme
F : Densité Hydrographique
Bd : Boulevard
I : La pente moyenne
N_u: Nombre de canaux d'ordre u
K : Ordre du bassin versant
I_L: La pente longitudinale
t_i: Le temps de parcours de l'eau (d'un point jusqu'à l'embouchure)
d_i: La distance mesurée suivant les cours d'eau
IDF : (Intensité-Durée-Fréquence)
T : Periode de retoure de l'averse
i: L'intesité de l'averse
C : Coefficient de ruissellement
J_f: Pente du fond de canal
J_w: La pente piézométrique ou de la surface libre
θ: Inclinaison des berges par rapport au fond
φ: Angle de frotement interne
φ': Angle de frotement interne effectif
C': Cohesion effective
d_m: Diamètre médian
HRB : Hiht Way Reseach Board (USA)
LCPC : Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (FRANCE)
pont/Bd : Pont du boulevard
GEOCI :Géo séance and Civil Ingineering
GEBU : Groupe d' Etude Biblique Universitaire
CECOBU : Communauté des Etudiants Congolais au Burundi
IGEBU: Institut Géographique du Burundi

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 . Valeurs des coefficients d'ajustement (courbes IDF) pour la ville de Bujumbura ... 14
Tableau 2: Coefficient volumétrique de ruissellement ... 15
Tableau 3 : Taux de saturation de projet dans la formule de Bourrier ... 16
Tableau 4: Coefficients de Manning pour quelques canaux typiques ... 22
Tableau 5: Tension critique pour les sols cohérents ... 24
Tableau 6 : classification du réseau hydrographique ... 32
Tableau 7: caractéristiques du sous bassin-versant ... 33
Tableau 8 : caractéristiques physiques du bassin-versant ... 34
Tableau 9 : hauteur annuelle des précipitations pour différentes stations du Burundi ... 34
Tableau 10 : Précipitations à Bujumbura de 1990 à 2014 (station de l'aéroport) ... 37
Tableau 11 : valeurs caractéristiques de la pluviométrie à la station de BUHONGA ... 37
Tableau 12 : précipitations dans les zones de plateaux du Burundi ... 38
Tableau 13 : précipitations dans les zones montagneuses du Burundi ... 38
Tableau 14 : Valeurs IDF des précipitations à Bujumbura (Station centre-ville) ... 39
Ta Tableau 15 : intensité des précipitations en fonction du relief ... 40
Tableau 16 : estimation du temps de concentration ... 40
Tableau 17 : Intensité des précipitations selon la loi IDF de Bujumbura ... 40
Tableau 18 : Superficie du bassin versant aux principaux exutoires ... 41
Tableau 19 : Débits de crue aux principaux exutoires ... 41
Tableau 20 : Nature des matériaux du lit et des berges ... 41
Tableau 21: vitesse critique ... 42
Tableau 22 : Tension critique ... 42
Tableau 23 : rugosités tenant compte des matériaux et des impératifs du terrain ... 43
Tableau 24: types de sols ... 71
Tableau 25: Régions ... 71
Tableau 26 : Tableau de résultats après simulation du premier cas ... 72
Tableau 27 : Tableau de résultats après simulation du premier cas (a), (b) et (c) ... 75
Tableau 28 : Tableau de résultats après simulation du troisième cas (a), (b) et (c) ... 76
Tableau 29 : Tableau de résultats après simulation du premier cas (a), (b) et (c) ... 78
Tableau 30 : Tableau de résultats après simulation du deuxième cas (a), (b) et (c) ... 80
Tableau 31 : Tableau de résultats après simulation du troisième cas (a), (b) et (c) ... 82

TABLE DES ILLUSTRATIONS

Figure 1 : carte géographique du Burundi (Atlas de l'Encarta 2009) 1
Figure 2 : glissement de terrain et érosion des berges de la Ntahangwa 2
Figure 3 : dépôt des sédiments et divagation de la Ntahangwa 2
Figure 4 : destruction de l'ancien pont de la chaussée du Peuple MURUNDI 2
Figure 5 : renversement d'un mur de soutènement en aval du pont de la chaussée Peuple MURUNDI 2
Figure 6 : vue en plan illustrant les dimensions du pont de la chaussée du peuple Murundi 4
Figure 7: photo aérienne du site du projet d'étude (Google earth) 4
Figure 9 : ravinements causés par une forte vitesse d'écoulement sur la partie de la Ntahangwa 7
Figure 10 : menace de destruction de l'école primaire de NYAKABIGA sur la rive sud de la Ntahangwa 7
Figure 11 : glissement de la berge de la Ntahangwa ayant emporté une partie de la route KIGOBE et menaçant ainsi les maisons qui se trouvent à proximité. 7
Figure 12 : Représentation schématique d'un bassin versant 8
Figure 13 : Limites d'un bassin versant 9
Figure 14 : Lits d'une rivière 12
Figure 15 : Représentation schématique des isochrones 17
Figure 16 : Principaux paramètres géométriques caractéristiques d'un canal 18
Figure 17 : Schémas de l'écoulement permanent (1) et non permanent (2) 19
Figure 18 : Types d'écoulement 20
Figure 19 : Tension adimensionnelle de frottement selon YALIN-SHIELDS. 23
Figure 20 : Vitesse de sédimentation et d'érosion selon HJULSTROM. 24
Figure 21 : section stable idéale 25
Figure 22 : Corrections de la section stable idéale 27
Figure 23 : Ecoulement dans une courbe 27
Figure 24 : Principaux modes de transport solide. 29
Figure 25 : Carte de localisation du bassin-versant de la Ntahangwa (GEOCI) 30
Figure 26 : Carte de pentes du bassin-versant de la Ntahangwa 31
Figure 27 : Vue partielle du bassin versant de la Ntahangwa à Bujumbura entre le pont Ntahangwa/Bd 28 novembre et Ntahangwa/Bd du Peuple Murundi 32
Figure 28 : sous bassin versant de la Ntahangwa 33
Figure 29 : Courbe des précipitations en fonction de l'altitude au Burundi 35
Figure 30 : Ajustement linéaire de la fonction P = f(z) au niveau territorial 35
Figure 31 : Précipitations annuelles à la Station BUHONGA 37
Figure 32 : Courbes IDF de la ville de Bujumbura 39
Figure 33 : Evolution de la Ntahangwa partie amont (juin 2008) 44
Figure 34 : Evolution de la Ntahangwa entre Nyakabiga et Kigobe (juin 2008) (GEOCI) 44
Figure 35 : Evolution de la Ntahangwa partie aval (juin 2008) 45
Figure 36 : Evolution de la Ntahangwa partie aval (décembre 2015) 45
Figure 37 : Glissements plans 49
Figure 38 : Glissements rotationnels 49
Figure 39 : Glissement complexe d'un remblai sur versant et schémas type de coulées 50
Figure 40 : Équivalence pressions interstitielles - forces d'écoulement 52
Figure 41 : suppression de la butée de pied 53
Figure 42 et 42' :(illustration des berges situées en amont du pont chaussée peuple Murundi).. 54
Figure 43, 43' et 43'' : illustration un mur de soutènement érigé il y a environ dix ans mais emporté par la rivière Ntahangwa avec comme cause principale : l'affouillement de pied du mur en question 54
Figure 44 et 44' : Photos illustrant les glissements produits en aval du chassée 28 novembre donc la cause principale est la suppression de la butée de pied de la berge 54

Figure 45 . Schéma de base d'un glissement rotationnel en milieu homogène sur un versant continu..... 56
Figure 46 : Différents types de rupture circulaires..... 58
Figure 47 : découpage en tranches d'un talus..... 59
Figure 48 : Décomposition des forces (PHILIPPONAT, 1979) 59
Figure 49 : Cercle profond..... 60
Figure 50' : l'eau de la rivière à un niveau supérieur avec $Fs = 1,523$ 72
Figure 51'' : l'eau de la rivière à un niveau inférieur avec $Fs = 1,368$ 72
Figure 52' : l'eau de la rivière à un niveau supérieur avec $Fs = 1,579$ 73
Figure 53" : l'eau de la rivière à un niveau moyen avec $Fs = 1,560$ 74
Figure 54''' : l'eau de la rivière à un niveau inférieur avec $Fs = 1,522$ 74
Figure 55' : l'eau de la rivière à un niveau supérieur avec $Fs = 1,505$ 75
Figure 56'': l'eau de la rivière à un niveau moyen avec $Fs = 1,303$ 75
Figure 57''' : l'eau de la rivière à un niveau inférieur avec $Fs = 1,205$ 76
Figure 58' : niveau élevé d'eau dans la berge avec $Fs = 1,304$ 77
Figure 59'' : niveau moyen d'eau dans la berge avec $Fs = 1,491$ 77
Figure 60''' : niveau bas d'eau dans la berge avec $Fs = 1,547$ 78
Figure 61' : niveau élevé d'eau dans la berge avec $Fs = 1,346$ 79
Figure 62'' : niveau moyen d'eau dans la berge avec $Fs = 1,388$ 79
Figure 63''': niveau bas d'eau dans la berge avec $Fs = 1,414$ 80
Figure 64' : niveau élevé d'eau dans la berge avec $Fs = 1,037$ 81
Figure 65'' : niveau moyen d'eau dans la berge avec $Fs = 1,203$ 81
Figure 66''': niveau bas d'eau dans la berge avec $Fs = 1,212$ 81

RESUME

Les berges des grands cours d'eau soumis à des crues saisonnières et aux effets de la marée sont l'objet de glissements et d'éboulements causant des dégâts matériels et parfois des victimes humaines. Le présent travail consiste à étudier la stabilité des berges de la rivière soumise à l'effet de la fluctuation du niveau d'eau en considérant l'influence des écoulements externe et interne de l'eau sur le massif du sol.

Dans l'optique de stabiliser les ponts, de stabiliser les berges de la rivière et d'assurer la securité des habitants vivant le long de ses rivages, le gouvernement burundais investit maintes fois d'énorme somme d'argent dans la construction des caniveaux et des ouvrages de protection de berges des rivières traversant la ville de bujumbura, lesquels ouvrages se détruisent après quelques années suite à divers causes.

Quoique le site à étudier soit dans la partie avale de la rivière Ntahangwa, il est difficile d'assurer la stabilité des ouvrages s'y trouvant à cause du changement du lit de la rivière, d'affouillement de ces ouvrages et de la variation de la hauteur d'étiage suite à l'apport de sediment et de l'exploitation de ces mêmes sediments d'une façon incontrôlée.

Alors pour éviter la destruction des ponts longeant la rivière Ntahangwa et des ouvrages du génie civil l'environnant, une étude a été ménée pour vérifier si la rivière Ntahangwa peut se stabiliser sans causer des dégâts au niveau du pont de la chaussée du peuple Murundi d'où l'objet de ce mémoire intitulé. « Etude de la stabilité des Berges de la rivière Ntahangwa : ' Cas du renforcement de la stabilité du pont de la chaussée Peuple Murundi.' »

Pendant l'étude, on a verifié les conditions de stabilité des berges de la Ntahangwa au niveau du site et ainsi que de la zone avoisinant.

Enfin nous avons proposé des solutions et quelques recommandations en vue d'assurer la stabilité de berges et du lit de la Ntahangwa en général et au niveau du site etudié en particulier.

Table des matières

DEDICACE ..... *i*

REMERCIEMENTS ..... *ii*

SIGLES ET ABREVIATIONS ..... *iii*

LISTE DES TABLEAUX ..... *iv*

TABLE DES ILLUSTRATIONS ..... *v*

RESUME ..... *vii*

Table des matières ..... *viii*

CHAPITRE 0 : INTRODUCTION GENERALE *1*

0.1. Situation géomorphologique du Burundi et sa capitale Bujumbura **1**

0.1.1. Situation Géographique *1*

0.1.2. Géomorphologie *1*

0.1.3. Contreforts de Mumirwa *1*

0.2. APERCU DE BUJUMBURA **2**

0.3. Aperçu Géologique de la ville **3**

0.4. Causes de l'instabilité des sols **3**

0. 5. Présentation du site **3**

0.6. Objectif **6**

0.7. Méthodologie **6**

0.8. Présentation générale de Ntahangwa **6**

I^ère PARTIE: APPROCHE THEORIQUE *8*

CHAPITRE I : ETUDE HYDROLOGIQUE *8*

I .1 Quelques Caractéristiques physiographiques d'un bassin versant **8**

I.1.1 Définitions *8*

I.1.2 La superficie *9*

I.1.3 La forme *9*

I.1.3.1 Le coefficient de compacité : Kc *9*

I.1.3.2 Coefficient de forme Kf *9*

I.1.3.3 Elancement *10*

I.1.4 Notion de rectangle équivalent *10*

I.1.5 La pente moyenne *10*

I.1.6 Densité hydrographique F *11*

I.1.7 Autres caractéristiques du bassin versant *11*

I.2. Caractéristiques d'un cours d'eau. **11**

I.2.1. La forme du lit *11*

I.2.2. Les matériaux du lit *12*

I.2.3. Le profil en long *12*

I.2.4. La pente longitudinale *12*

I.3. Construction d'un réseau d'isochrones **12**

I.3.1. Définition et utilité *12*

I.3.2 Méthode utilisée *13*

I.4 Composantes du bilan hydrique **13**

I.4.1 Les précipitations P 14

I.5 Le ruissellement **15**

I.5.1 Coefficient de ruissellement *15*

I.5.2 Méthodes pratiques d'estimation des crues 16
I.5.2.1 Généralités 16
I.5.2.2 La méthode rationnelle avancée. 17

CHAPITRE II: ETUDE DU TRANSPORT DES SEDIMENTS DANS LES CANAUX A FOND MOBILE ***18***

II.1 Généralités **18**
II.1.1 Définitions 18
II 1.1.1 Les canaux naturels 18
II.1.1.2 Les canaux artificiels. 18
II.1.2 Caractéristiques géométriques des canaux 18
II.1.3 Ecoulement dans les canaux 19
II.1.3.1 Types d'écoulement 19
II.1.3.2 Régimes d'écoulement 20

II.2 Caractéristiques spécifiques aux canaux naturels **21**
II.2.1 Coefficient de frottement 21
II.2.2 Critères d'érosion 22
II.2.2.1 Critère de la tension critique 22
II.2.2.2 Critère de la vitesse critique 24
II.2.3 Détermination d'une section stable 25
II.2.3.1 Condition de stabilité des berges 25
II.2.3.2 Section stable 25
II.2.4 Ecoulement dans une courbe. 27

II.3 Transport des sédiments **28**
II.3.1 Ecoulement d'un mélange 28
II.3.2 Modes de transport 28
II.3.2.1 Transport solide par charriage 29
II.3.2.2 Transport en suspension 29

IIème PARTIE :APPLICATION AU BASSIN VERSANT DE LA RIVIERE« NTAHANGWA » ***30***

CHAPITRE III. ETUDE HYDROLOGIQUE DU BASSIN VERSANT DE LA NTAHANGWA ***30***

III.1 Caractéristiques physiques **30**
III.1.1 Délimitation et localisation 30
III.1.2 Caractéristiques physiographiques 32
III.1.3 Caractéristiques climatiques 34

III.2 Données pluviométriques sur les stations de référence **36**
III.2.1 La station de Bujumbura 36
III.2.2 Station de Buhonga 37
III.2.3 Autres reliefs caractéristiques 38

III.3 Intensités des précipitations et choix de l'averse de projet **38**
III.3.1 Zones basses 38
III.3.2 Zone d'altitude 40
III.3.3 Averse de projet 40

III.4 Calcul du débit de projet **41**
III.4.1 Prise en compte de la forme du bassin versant 41
III.4.2 Débits de crue aux principaux exutoires 41

III.5 Considérations hydrodynamiques **41**
III.5.1 Nature des matériaux du lit et des berges 41
III.5.2 Rugosité 41
III.5.3 Pré-dimensionnement selon les critères de stabilité naturelle du cours d'eau 42
III.5.4 Dimensionnement du canal (cours d'eau recalibré) 43

III.6 Conclusion **46**

IIIème PARTIE :ETUDES GEOTECHNIQUES ***47***

CHAPITRE IV. ETAT DE CONNAISSANCE SUR LES ELEMENTS DE LA MECANIQUE DE SOL *47*

IV.0. Introduction **47**

IV.1. Instabilité des berges **47**

IV.1.1 Définitions *47*

IV.1.2. Description et classification des mouvements de terrains *47*

IV.2. Les principales causes de glissement de terrain **51**

IV.2.1. Les diverses formes d'action de l'eau *51*

IV.2.2. Les facteurs mécaniques *52*

IV.2.3. Les séismes et les vibrations *55*

IV.3. Les calculs de stabilité **55**

IV.3.1. Objectifs et principes de base d'un calcul de stabilité *55*

CHAPITRE V. TALUS EN DEBLAI ET EN REMBLAI SUR SOLS NON COMPRESSIBLES *58*

V. 1. Différents types de rupture circulaires **58**

V. 2. Calcul de la stabilité en rupture circulaire **58**

V.2.1. Méthode de tranches de Fellenius *58*

V.2.2. Prise en compte des écoulements *61*

V. 2.3. Méthode de Bishop simplifiée *61*

V. 3. Confortement des talus **61**

CHAPITRE VI : ETUDE DE CAS D' INSTABILITE DES BERGES DE LA NTAHANGWA *62*

VI.1. Essais de laboratoire **62**

VI.1.1. Essais granulométrique *62*

VI.1.2. Essais de cisaillement *67*

VI.2. Stabilité des berges du site **71**

VI.2.1. Cas tenant compte de la variation du niveau d'eau de la rivière *71*

VI.2.2. Cas tenant compte de la variation du niveau d'eau à l'intérieur de la berge *77*

CHAPITRE VII. LES REMEDES *83*

VII.1. Généralités **83**

VII.1.1. Les travaux confortatifs et les traitements *83*

VII.1.2. Dans le cas d'un glissement *83*

VII.1.3. Précaution *83*

VII.2. Actions sur l'eau : captage et drainages **84**

VII.3. Actions mécaniques : les mouvements de terre et les ouvrages de soutènement ... **84**

CHAPITRE VIII. CONCLUSION GENERALE ET RECOMMANDATIONS *85*

VIII. 1. Conclusion générale **85**

VIII.2. Recommandations **86**

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES *87*

ANNEXES *88*

Annéxe 1 ..... **88**

Annéxe 2 ..... **89**

CHAPITRE 0 : INTRODUCTION GENERALE

0.1. Situation géomorphologique du Burundi et sa capitale Bujumbura

0.1.1. Situation Géographique

Le Burundi est situé entre 28°58' et 30°53' de longitude Est et entre 2° 15' et 4°30' de latitude Sud. Il est délimité par le Rwanda au Nord, la République Démocratique du Congo (R.D.C.) à l'Ouest et la Tanzanie au Sud et à l'Est.



Figure 1 : carte géographique du Burundi (Atlas de l'Encarta 2009)

0.1.2. Géomorphologie

La topographie générale est dominée par une alternance de petites plaines sédimentaires de largeur variable (0 à 20 km) s'appuyant sur de hauts reliefs.

0.1.3. Contreforts de Mumirwa

La région de Mumirwa est constituée d'un escarpement parsemé de crêtes très étroites entrecoupées par de nombreuses rivières à régime torrentiel dévalant les sommets vers la plaine. Les pentes sont très fortes et variables. En effet, l'altitude s'élève de 1 000 m à près de 2 000 m pour aller des plaines de la Rusizi à la crête Congo-Nil sur une distance qui varie de 3 km, entre le lac et le massif de Batoza, à 30 km, au nord de la plaine de la moyenne Rusizi.

0.2. APERCU DE BUJUMBURA

Le site de Bujumbura (anciennement Usumbura) est exploré en 1871 par David Livingstone et sir Henry Morton Stanley.

Bujumbura, la capitale du Burundi est une ville située entre les monts MIRWA du côté Est et le lac Tanganyika du côté Ouest. Au Nord et Sud, elle est prolongée par la plaine de l'Imbo. Les monts Mitumba en République Démocratique du Congo à l'Ouest du lac Tanganyika, constitue le pendant occident du rift du lac.

Quatre rivières prenant leurs sources dans les monts MIRWA du côté Est de la ville traversent la belle capitale Bujumbura, il s'agit de :

- NYABAGERE
- NTAHANGWA
- MUHA
- KANYOSHA

Ces rivières causent plusieurs dégâts tout au long de leurs passages. On peut citer :

- L'éboulement des berges, l'érosion du lit et celui des berges, ce qui conduit à des destructions d'ouvrages d'intérêt public (routes, ponts, écoles, hôpitaux ...), les maisons et parcelles. Les quartiers constamment menacés sont ceux situés au pied des Mirwa.
- Les dépôts des sédiments, l'élargissement et la divagation des cours d'eau régulièrement suivis par des inondations pendant la saison pluvieuse.



Figure 2 : glissement de terrain et érosion des berges de la Ntahangwa



Figure 3 : dépôt des sédiments et divagation de la Ntahangwa



Figure 4 : destruction de l'ancien pont de la chaussée du Peuple MURUNDI



Figure 5 : renversement d'un mur de soutènement en aval du pont de la chaussée Peuple MURUNDI

Du Nord au Sud, la ville présente une topographie étagée d'une manière continue en une série de dépôts sédimentaires alluviaux.Ces derniers sont généralement de matériaux perméables.

0.3. Aperçu Géologique de la ville

Un aperçu Géologique de la ville montre les formations du quaternaire et cénozoïque essentiellement constituées par les alluvions et des éluvions dans les fonds des vallées au pied des escarpements, des dépôts lacustres, fluviatiles, des tourbières, des latérites qui se présentent sous forme de gravier ou du sable. La formation géologique de la zone du projet est constituée par une alternance de la roche quartzitique et schisteuse avec dominance de quartzite. Les quartzites forment la crête située directement à l'Est de Bujumbura. Cependant, sur la zone intéressée par le projet, cette formation est matérialisée par du limon sableux, sable à sable graveleux et argile sableuse (fond de la rivière).

0.4. Causes de l'instabilité des sols

La stabilité des talus dépend non seulement de l'inclinaison des pentes mais aussi des surcharges statiques et dynamique, de la hauteur ainsi que des propriétés du terrain.

C'est ainsi que la rivière Ntahangwa a attiré notre attention en nous offrant un cas des berges érodés et soumises aux instabilités causant la déstabilisation des ouvrages du génie civil dont le pont de la chaussé du peuple Murundi.

C'est ici que prend source notre projet de fin d'étude intitulé : **Etude *de la stabilité des berges de la rivière NTAHANGWA :<< Cas du renforcement de la stabilité du pont de la chaussée du Peuple Murundi>>.***

0. 5. Présentation du site

Notre site se trouve de part et autre du pont de la chaussée du peuple Murundi de la rivière Ntahangwa dont les coordonnées sont:

- 3° 21' 46.0'' de latitude Sud et 29° de longitude Est
- 3° 21' 46.6'' de latitude Sud et 29° de longitude Est
- 3° 21' 45.6'' de latitude Sud et 29° de longitude Est
- 3° 21' 47.0'' de latitude Sud et 29° de longitude Est

Le pont de la chaussée du peuple Murundi se trouve à une altitude de 799 m et dont la hauteur est de 7m.

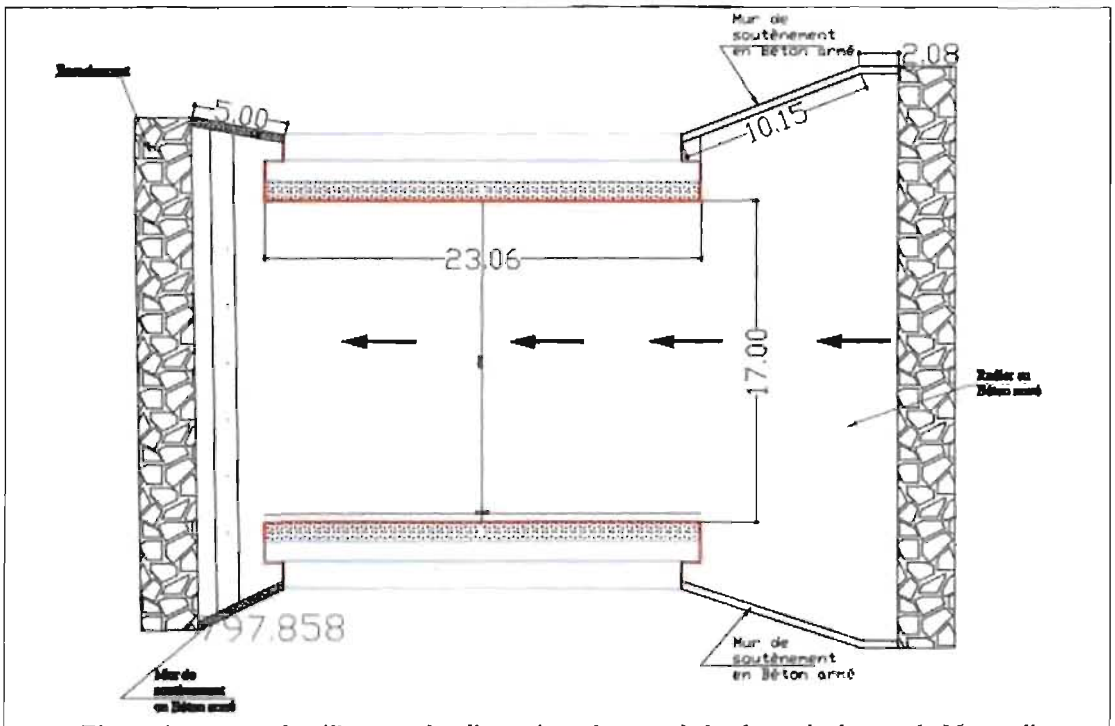


Figure 6 : vue en plan illustrant les dimensions du pont de la chaussée du peuple Murundi



Figure 7: photo aérienne du site du projet d'étude (Google earth)

0.6. Objectif

Ce travail se focalisera sur :

- Les origines et les conséquences de l'instabilité des berges au niveau du site choisi.
- L'impact des sédiments apportés par la rivière Ntahangwa et l'effet qu'a l'exploitation de ces mêmes sédiments.
- l'étude de la stabilité des berges d'un cours d'eau en général et des rivières qui traversent la ville de Bujumbura en particulier et sur la solution scientifique durable, moins couteux et respectant les normes environnementaux.
- La solution pour stabiliser le lit de la rivière Ntahangwa.

En guise d'illustration, nous traiterons dans ce travail le tronçon situé de part et d'autre du pont/Bd du peuple Murundi de la rivière Ntahangwa, laquelle rivière prend source dans les Mirwa, traverse Bujumbura et se jette dans le Lac Tanganyika. Les solutions de stabilisation proposées dans les derniers paragraphes de ce travail visent à pallier aux menaces de destruction causées par cette rivière (pont de la chaussée du peuple Murundi, routes et les maisons riveraines qui sont maintes fois la cible de dégâts causés par la Ntahangwa).

0.7. Méthodologie

Le remède approprié au problème de ravinement ne peut être obtenu qu'après une analyse approfondie du problème. Pour parvenir à ces fins, les aspects spécifiques ci-dessous seront successivement étudiés au cours de ce travail :

- Evolution géomorphologique de la Ntahangwa
- La topographie, l'hydrographie et l'hydrologie du bassin versant
- L'étude géotechnique (l'étude du sol en place)
- L'hydraulique fluviale (dégradation des lits et transport solides)
- La stabilité des berges aux glissements et érosions.

Ce travail sera sanctionné par des recommandations émises à l'endroit des différents intervenants en vue de réaliser des ouvrages de soutènements des berges.

0.8. Présentation générale de Ntahangwa

Dans la partie rurale du bassin versant de la Ntahangwa, les fortes pentes lui confèrent une vitesse d'écoulement assez élevée. C'est pour cela que, dans cette région montagneuse, elle cause une forte érosion entraînant des ravinements par endroit. Les dégâts les plus importants sont localisés dans la partie urbanisée du bassin versant.



Figure 8 : ravinements causés par une forte vitesse d'écoulement sur la partie de la Ntahangwa



Figure 9 : menace de destruction de l'école primaire de NYAKABIGA sur la rive sud de la Ntahangwa



Figure 10 : glissement de la berge de la Ntahangwa ayant emporté une partie de la route KIGOBE et menaçant ainsi les maisons qui se trouvent à proximité.

I^ère PARTIE: APPROCHE THEORIQUE

CHAPITRE I : ETUDE HYDROLOGIQUE

I .1 Quelques Caractéristiques physiographiques d'un bassin versant

I.1.1 Définitions

Le bassin versant en un point (exutoire) ou plus précisément dans une section droite d'un cours d'eau est défini comme étant la totalité de la surface topographique drainée par le cours d'eau et ses affluents à l'amont de ladite section ; tous les écoulements prenant naissance à l'intérieur de cette surface doivent traverser la section droite considérée pour poursuivre leur trajet vers l'aval.

En fait, le concept du bassin versant est mis en évidence par l'image suivante : une goutte d'eau tombant sur une région particulière C (figure 11) se met en mouvement par la force de gravité et, si elle n'est pas retenue sur le chemin ou évaporée, elle se rendra jusqu'à un cours d'eau, un lac ou une mer. Si, par quelque chemin que ce soit, la goutte se rend jusqu'à B, l'embouchure du cours d'eau A, on dit alors que C appartient au bassin versant de A.

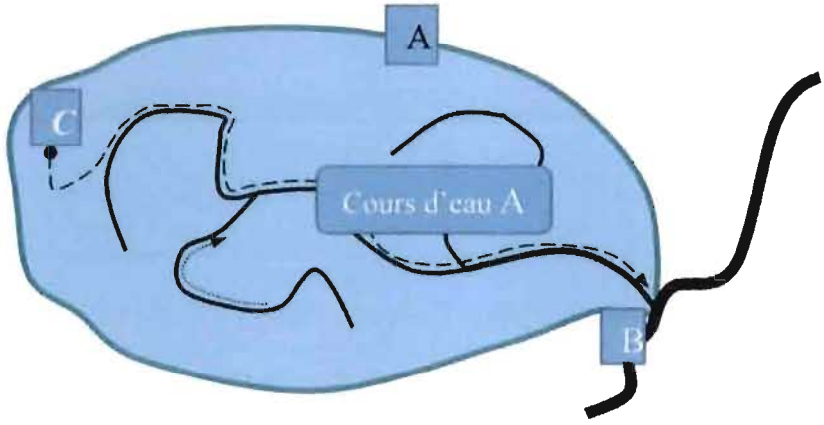


Figure 11 : Représentation schématique d'un bassin versant

Ainsi, il est évident que la limite d'un bassin versant est le lieu géométrique des points les plus élevés. Compte tenu de la nappe phréatique (figure 12), il se peut que la limite d'un bassin versant ne soit pas la ligne de la crête séparant deux bassins, mais plutôt celle définie par les plus hautes élévations de la nappe. Cependant, comme cette limite est difficilement repérable, on considère généralement comme bassin versant celui qui est déterminé par le drainage superficiel.

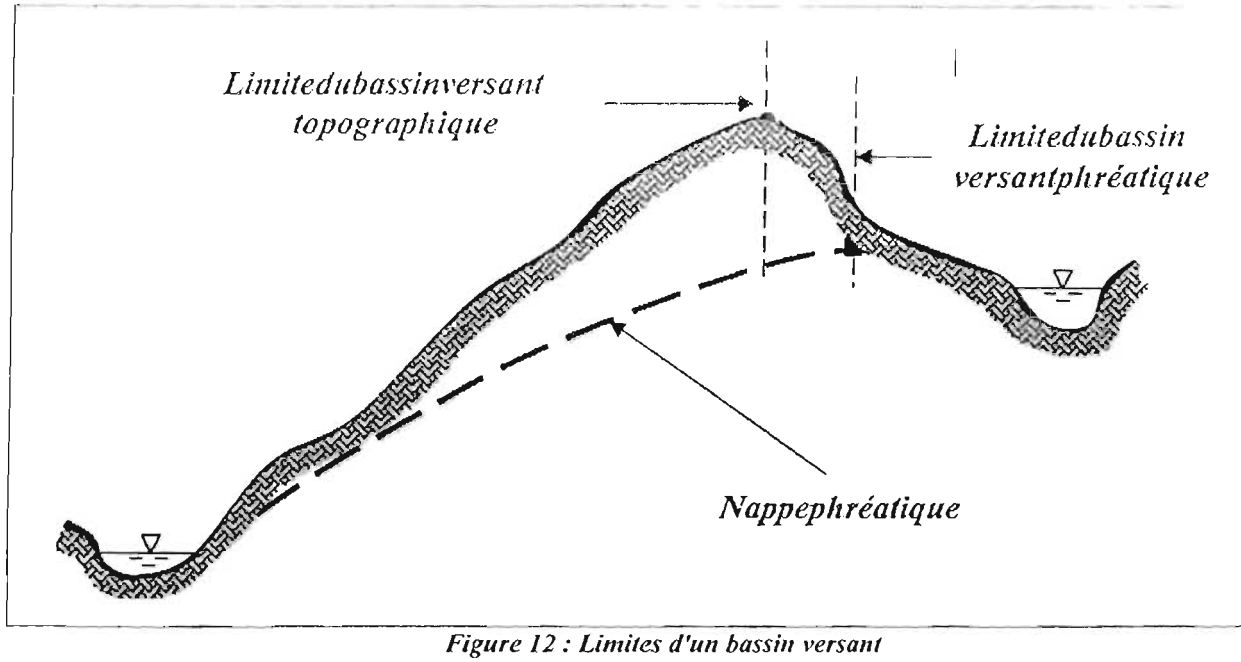


Figure 12 : Limites d'un bassin versant

I.1.2 La superficie

La superficie d'un bassin versant est l'aire délimitée par la ligne de partage des eaux par rapport au point d'exutoire considéré. . [L Lamas, 1985]

I.1.3 La forme

La forme d'un bassin versant est la configuration géométrique telle que projetée sur un plan horizontal. Elle affecte directement le temps de réponse du bassin versant, c'est à dire le temps de parcours des eaux à travers le réseau de drainage, et par conséquent la forme de l'hydrogramme. Pour déterminer la forme d'un bassin versant, on utilise les indices suivants [L.Lamas, 1985] :

I.1.3.1 Le coefficient de compacité : Kc

Ce paramètre, appelé coefficient de GRAVELIUS, est le rapport entre le périmètre du bassin versant et la circonférence du cercle ayant la même superficie.

Avec : $K_c = \frac{P}{2\pi R}$

$$R = \sqrt{\frac{A}{\pi}}$$

$$K_c = \frac{P}{2\pi\sqrt{\frac{A}{\pi}}}$$

$$K_c = 0.28\frac{P}{\sqrt{A}} \qquad (1.1)$$

P : périmètre du bassin
R : rayon du cercle
A : aire du cercle ou surface du bassin

I.1.3.2 Coefficient de forme Kf

Ce coefficient est le rapport entre la largeur moyenne b_m et la longueur axiale (l_a)

$$K_f = \frac{b_m}{l_a} \qquad (1.2)$$

I.1.3.3 Elancement

Défini par SCHUMM, l'élancement est le rapport entre le diamètre du cercle ayant la même superficie que le bassin versant et la longueur maximale du bassin. Il fournit des informations sur la compacité du bassin.

I.1.4 Notion de rectangle équivalent

Cette notion a été définie pour pouvoir comparer facilement les bassins versants entre eux du point de vue de l'influence de leurs caractéristiques sur l'écoulement. On suppose que l'écoulement sur un bassin donné est approximativement le même, à conditions climatologiques égales, que sur un rectangle de même superficie ayant le même coefficient de Gravelius et la même répartition hypsométrique, étant entendu que la distribution des sols, la végétation et la densité de drainage sont respectés dans les différentes aires comprises entre les courbes de niveaux.

Il s'agit donc d'une transformation purement géométrique dans laquelle le contour du bassin versant devient un rectangle de même périmètre, les courbes de niveaux des droites parallèles aux petits côtés du rectangle et l'exutoire un des petits du côté du rectangle équivalent [E. ESKENAZI, 1991]

Soit l et L la largeur et la longueur du rectangle, P et A le périmètre et l'aire du bassin versant,

$$2(l + L) = P = \frac{K_c\sqrt{A}}{0,28}$$

$$L^*l = A$$

En résolvant les systèmes de deux équations précedentes, on trouve :

$$L = \frac{K_c\sqrt{A}}{1,12}\left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_c}\right)^2}\right] \quad (1.4)$$

$$l = \frac{K_c\sqrt{A}}{1,12}\left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_c}\right)^2}\right] \quad (1.5)$$

I.1.5 La pente moyenne

Parmi les méthodes utilisées pour le calcul de la pente moyenne d'un bassin, celle que l'on rencontre le plus souvent est :

$$I_{moyenne} = \frac{l_t\, h}{A} \quad (1.6)$$

Où

l_t : somme des longueurs de toutes les courbes de niveau
h : intervalle entre deux courbes de niveau consécutives (équidistance)
A : superficie totale du bassin

On démontre que cette pente moyenne est donnée par :

$$I = \frac{\Delta Z}{L} \quad (1.7)$$

Δz : dénivelée totale
L : longueur du rectangle équivalent

I.1.6 Densité hydrographique F

La densité hydrographique représente le nombre de canaux d'écoulement par unité de surface [LLAMAS, 1985]

Avec :

$$F\,(Km^{-2}) = \frac{\sum_i^k N_u}{A} \qquad (1.8)$$

N_U: *nombre de canaux d'ordre u*

A : *superficie du bassin en Km²*

K : *ordre du bassin versant*

I.1.7 Autres caractéristiques du bassin versant

- ***La nature du sol*** : il est intéressant d'être informé sur la nature du sol et surtout sa courbe granulométrique. Cela permet de savoir si le sol est perméable ou pas, susceptible d'érosion forte ou pas.
- ***L'urbanisation*** : les villes constituent des zones où le taux d'imperméabilisation est élevé (à cause des bâtiments, routes et autres ouvrages). Cela fait que le débit de ruissellement gonfle et change le régime normal d'écoulement dans les cours d'eau en aval.
- ***Le taux d'imperméabilisation***: le taux d'imperméabilisation d'un bassin versant est le rapport entre la somme des surfaces imperméables et la surface totale du bassin. Ce facteur est très important parce qu'il a une influence directe sur le coefficient de ruissellement.

Pour les zones rurales, ce taux est négligeable parce que il y a peu de constructions. Il est par contre élevé dans les zones urbaines où les surfaces imperméabilisées sont constituées par :

Dans une parcelle :
- *la surface bâtie*
- *la surface cimentée ou pavée (allées et autres aménagements)*

Les routes goudronnées ou pavées.

Dans les villes, ce taux est plus élevé dans les quartiers bas standing car les parcelles sont petites et les gens essaient de les occuper au maximum. Il peut aller jusqu'à 85%. Dans les quartiers haut standing, les parcelles sont grandes et les habitants aménagent des jardins dans leurs parcelles. Dans ces quartiers, ce taux varie de 30% à 60%.

I.2. Caractéristiques d'un cours d'eau.

I.2.1. La forme du lit

Le lit est l'espace qui peut être occupé par les eaux d'un cours d'eau. Mais cette définition, nécessairement vague, appelle des précisions parce qu'un fleuve peut avoir plusieurs lits.

- *Le lit majeur ou lit d'inondation : c'est toute la zone que le cours d'eau inonde et qu'il peut couvrir d'alluvions. Il est beaucoup plus large que le lit ordinaire.*
- *Le lit ordinaire ou lit moyen, ou encore le lit apparent, est la partie de la vallée qu'un fleuve ou un cours d'eau couvre habituellement.*
- *Le lit d'étiage ou lit mineur : c'est la partie de la vallée qu'un cours d'eau continue à recouvrir pendant la période d'étiage.*

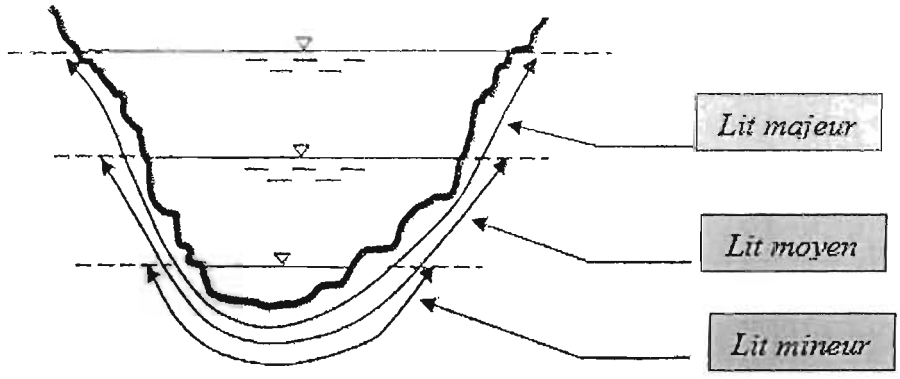


Figure 13 : Lits d'une rivière

La forme du lit n'étant pas bien définie, on peut l'assimiler à celle d'un rectangle, un trapèze, un triangle ou un demi-cercle pour faciliter les calculs hydrologiques.

I.2.2. Les matériaux du lit

Les matériaux du lit peuvent être ceux du sol en place ou les matériaux transportés par le cours d'eau (cours d'eau coulant dans ses propres alluvions). Leur granulométrie peut varier d'une section à l'autre. Le lit peut être tapissé par des herbes ou des arbustes et cela a une grande influence sur son coefficient de rugosité.

I.2.3. Le profil en long

Le profil en long d'une rivière est une courbe sur laquelle on porte
- *en abscisse : la distance (depuis la source) ;*
- *en ordonnée : l'élévation du lit*

On peut également reporter sur ce graphique :
Le niveau d'étiage
Le niveau moyen annuel
Le niveau des plus fortes crues connues

I.2.4. La pente longitudinale

La méthode la plus utilisée pour le calcul de la pente longitudinale du cours d'eau est celle qui consiste à diviser la dénivellation maximale du cours d'eau, c'est à dire la différence entre le niveau du point le plus éloigné (source) et l'embouchure par sa longueur totale.

$$I_L = \frac{H}{L} \tag{1.9}$$

Où :
- I_L *: est la pente longitudinale*
- H *: la dénivellation totale*
- L *: la longueur totale du cours d'eau.*

I.3. Construction d'un réseau d'isochrones

I.3.1. Définition et utilité

L'isochrone est une ligne, lieu géométrique des points tels que le temps de parcours d'une goutte d'eau depuis un de ses points jusqu'à l'embouchure est le même.
La construction du réseau d'isochrones d'un bassin est nécessaire pour comprendre son

comportement hydrologique général et plus particulièrement pour savoir l'importance relative de chacun de ses sous bassins dans la formation de l'hydrogramme afférent à une averse donnée.

I.3.2 Méthode utilisée

Le tracé d'un réseau d'isochrones est une opération longue et en général peu précise lorsque les données topographiques du terrain ne sont pas bien détaillées et précises. Voici une méthode qui donne des résultats assez satisfaisants :

$1^{ère}$ étape :
On commence par diviser le réseau hydrographique en segments de longueur constante à partir de l'embouchure jusqu'à la partie amont des plus petits affluents. Après numérotation, chacun des points est caractérisé par trois paramètres :

- *distance à l'embouchure*
- *élévation relative*
- *temps de parcours*

Ce n'est que ce dernier paramètre qui apparaît sur la carte du bassin. Le temps de parcours de l'eau du point jusqu'à l'embouchure est :

$$t_i = \frac{d_i}{V_{moyen}} \qquad (1.10)$$

Avec : $V_{moyen} = 20\ sin^{\frac{3}{5}} \rho_i$

$$\sin \rho_i \approx \text{tg}\ \rho_i = \frac{\Delta H_i}{d_i}$$

Où:

d_i : *la distance mesurée suivant les cours d'eau*
V_{moy} : *vitesse moyenne de l'eau (estimée par la formule de l'Institut bavarois d'hydrologie)*
H_i : *dénivellation entre le point i et l'exutoire.*

$2^{ème}$ étape :
La deuxième opération consiste à tracer de façon aléatoire, un certain nombre de petits points disséminés sur le bassin, et à partir de chacun on dessine le parcours probable de l'eau (c'est à dire la ligne de pente maximale) jusqu'à la rencontre du cours d'eau ou de ses tributaires. On calcule le temps de parcours de ces points.

Une fois que tous les points ont été caractérisés par leur temps de parcours, on peut tracer le réseau d'isochrones par interpolation. L'isochrone la plus éloignée de l'embouchure représente le temps de réponse du bassin (ou temps de concentration), c'est dire le temps requis pour que toute la surface du bassin contribue à l'écoulement dans l'embouchure, après une averse d'intensité supposée uniforme.

I.4 Composantes du bilan hydrique

Une des parties les plus importantes de l'hydrologie est la connaissance du bilan hydrique. Déterminer, la quantité totale qui précipite, la part de l'eau qui s'évapore, celle qui s'infiltre et la part qui ruisselle constitue un problème majeur dans toutes les études du bassin hydrologique. Si l'on considère un bassin de très grande superficie, on peut écrire le bilan hydrique suivant qui traduit, sous forme de hauteur, la conservation de la quantité d'eau précipitée (principe de continuité).

$$P = L_i + E + L_l + L_s + R \qquad (1.11)$$

Où :

P : précipitation totale
L_i : Perte par l'interception
E : Perte par l'évaporation
L_l : Perte par infiltration
L_s : Stockage dans les dépressions superficielles
R : Ruissellement

I.4.1 Les précipitations P

On désigne sous le nom général de précipitation toute forme liquide (pluie) ou solide (neige, grésil, grêle), rapide ou lente suivant laquelle l'eau se dépose sur la terre. Les précipitations constituent un phénomène qui décrit le transfert d'eau dans sa phase liquide ou solide entre l'atmosphère et le sol. Au dessus des continents, les précipitations représentent l'élément le plus important du cycle hydrologique, leur volume étant supérieur à celui des autres composantes.
D'après le principe de conservation de la masse et en considérant l'échelle de la planète pendant une période suffisamment longue, les précipitations sont égales à l'évaporation.

Les données pluviométriques intéressant l'ingénieur sont principalement, pour un lieu ou une région donné(e) :

- *La hauteur totale annuelle d'eau tombée, moyenne et maximale.*
- *Les hauteurs mensuelles d'eau tombée, moyenne et maximale*
- *La plus forte pluie connue et sa durée*

Les principales caractéristiques des précipitations sont :

- *leurs intensités*
- *leurs fréquences*
- *leurs durées*
- *leurs répartitions spatiales*

Les courbes IDF (Intensité – Durée – Fréquence) reprennent les trois premières caractéristiques et sont mathématiquement données par la forme générale ci-dessous.

$$i(t) = \frac{a\,T^b}{c+t^d} \qquad (1.12)$$

Où :

T (années) : Période de retour de l'averse
t : Temps de la pluie (durée de l'averse)
i (mm/h) : Intensité des précipitations a, b, c , d : Constantes régionales

Pour la ville de Bujumbura [H. NIYONGABO, 2006], les coefficients *a, b, c* et *d* sont donnés par :

Constantes	*a*	*b*	*c*	*d*
Valeurs	*2845,00*	*0,22*	*24,00*	*0,98*

Tableau 1 : Valeurs des coefficients d'ajustement (courbes IDF) pour la ville de Bujumbura

La mesure des précipitations est très simple en principe car il suffit d'un récipient quelconque gradué. Mais il faut le faire avec beaucoup de soins car il s'agit des mesures non renouvelables.

I.5 Le ruissellement

On attend par ruissellement, l'écoulement par gravité à la surface du sol suivant la pente du terrain. Le ruissellement constitue une part d'eau qui provoque le plus de dégâts vis à vis des ouvrages du génie civil et c'est pour cela qu'il intéresse particulièrement les ingénieurs.

I.5.1 Coefficient de ruissellement.

Le coefficient de ruissellement se définit comme le rapport du volume d'eau qui ruisselle au volume d'eau tombée sur le bassin. Donc, il est compris entre 0 et 1. Il permet de tenir compte globalement des pertes du ruissellement qui se composent de :

- *l'évaporation*
- *l'infiltration*
- *le stockage dépressionnaire.*

Le coefficient volumétrique de ruissellement varie en fonction :

- *de l'occupation du sol*
- *du relief*
- *de la nature du sol*
- *de la durée de l'averse...*

Des expériences ont été réalisées dans le but de déterminer ce coefficient. Les valeurs du tableau 5 [R. BOURRIER, 1997] tiennent compte de l'occupation du sol, du relief et de la nature du terrain.

Occupation des sols	*Morphologie*	*Pente (%)*	*Terrains sableux*	*Terrains limoneux argileux*	*Limons et argiles compacts*
	Plat	*<1*	*0,01*	*0,01*	*0,06*
Bois	*Moyen*	*1 à 5*	*0,03*	*0,10*	*0,15*
	Ondulé	*>5*	*0,05*	*0,15*	*0,20*
	Plan	*1*	*0,02*	*0,05*	*0,10*
Pâturage	*Moyen*	*1 à 5*	*0,08*	*0,15*	*0,20*
	Ondulé	*>5*	*0,01*	*0,28*	*0,30*
	Plat	*1*	*0,05*	*0,10*	*0,15*
Culture	*Moyen*	*1 à 5*	*0,12*	*0,25*	*0,35*
	Ondulé	*>5*	*0,15*	*0,35*	*0,45*
	Plat	*1*	*0,15*	*0,20*	*0,25*
Village	*Moyen*	*1 à 5*	*0,25*	*0,30*	*0,35*
	Ondulé	*>5*	*0,35*	*0,45*	*0,50*
Villes	*Plat*	1	0,30	0,40	0,50
moyennes	*Moyen*	1 à 5	0,40	0,50	0,60
(espaces	*Ondulé*	>5	0,35	0,60	0,70
libres)					

Tableau 2: Coefficient volumétrique de ruissellement

L'application des modèles déterministes comme la formule de SCHAAKE, GEYEZ et KNAPP utilisée avec le modèle rationnelle aux USA aboutit à la formule suivante en tenant compte des paramètres d'imperméabilité et de pente :

$$C = 0{,}14 + 0{,}64\frac{A_{imp}}{A_{tot}} + 5\,I_{moy} \qquad (1.13)$$

Où :

C : *coefficient volumétrique de ruissellement*
A_{imp} : *surface imperméabilisée*
A_{tot} : *surface totale de l'aire considérée*
I_{moy} : *pente moyenne*

Le coefficient de ruissellement varie avec la durée de l'averse : la saturation des sols réduit la capacité d'infiltration du terrain. De ce fait, le coefficient de ruissellement dépend aussi de l'intensité des précipitations.

La conduite de nombreuses études hydrologiques avec des mesures in situ a conduit à la formule suivante [R. Bourrier, 1997] :

$$C = \frac{t}{1+t}\tau + \mu\frac{t}{100+t}(1-\tau) \qquad (1.14)$$

où

t : *Temps de précipitation*
τ : *Taux d'imperméabilisation*
μ : *Taux de saturation du sol*

Les valeurs de projet de μ sont données dans le tableau ci-dessous :

Caractérisation du bassin versant	μ
Terrains perméables peu pentus (1 à 3%)	*0,10*
Terrains argileux compacts assez imperméables sans végétaux et moyennement pentus (3% à 6%)	*0,50*
Terrains imperméables et assez pentus (>6%)	*0,75*
Terrains rocheux, laves, sans végétaux et pentus (>6%)	*1,00*

Tableau 3 : Taux de saturation de projet dans la formule de Bourrier

I.5.2 Méthodes pratiques d'estimation des crues

I.5.2.1 Généralités

Malgré les nombreuses études effectuées par les hydrologues, les staticiens et les ingénieurs sur les crues des cours d'eau, il n'existe pas de doctrine universellement admise pour la prédétermination du débit maximum de crue à prendre en compte.

Les méthodes existantes peuvent être classées en trois groupes :

Les méthodes dites empiriques dans lesquelles on trouve :
- *celles basées sur le débit des grandes crues historiques*
- *les méthodes et formules empiriques utilisant les caractéristiques principales du bassin versant.*

Les méthodes statistiques basées sur l'analyse de la fréquence des crues par le calcul de la probabilité pour qu'un débit supérieur à une valeur donnée survienne un nombre de fois donnée pendant une durée donnée, cela exige des données sur une longue période.

Les méthodes déterministes desquelles on peut citer :
- *les méthodes analytiques (hydrogramme unitaire)*
- *la méthode rationnelle*
- *les méthodes synthétiques*

Ces méthodes sont basées sur une relation de cause à effet. Elles visent à calculer le débit maximum afférent à une averse donnée tombant sur le bassin considéré à partir de l'étude du mécanisme météorologique de l'écoulement. Dans la suite, on va développer la méthode rationnelle avancée qui est simple et utilise des données facilement accessibles tout en fournissant des résultats fiables.

I.5.2.2 La méthode rationnelle avancée.

La méthode rationnelle avancée considère que :

- *L'intensité de l'averse (i) varie dans le temps ;.*
- *Le coefficient de ruissellement* (C) *varie dans le temps et dans l'espace (suivant les sous bassins).*

La formule du débit instantané s'écrit :

$$Q_j = \sum_{k=1}^{j} C_{m,k}\ i_k\ A_m \qquad (1.15)$$

Avec : $\boldsymbol{m = j - k + 1}$

Où :

m :Compteur spatial (sous-bassins)
k : Compteur temporel (pas de temps)

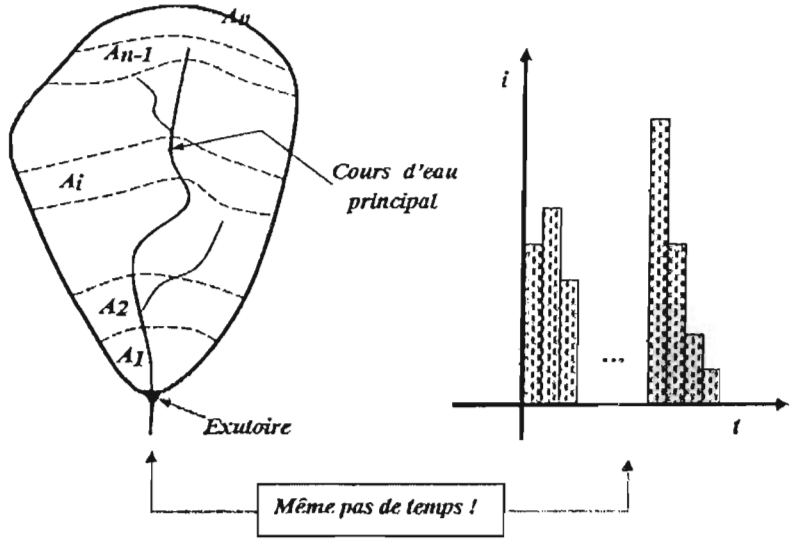


Figure 14 : Représentation schématique des isochrones

CHAPITRE II: ETUDE DU TRANSPORT DES SEDIMENTS DANS LES CANAUX A FOND MOBILE

II.1 Généralités

II.1.1 Définitions

On appelle canal un système de transport dans lequel l'eau s'écoule et dont la surface libre est soumise à la pression atmosphérique. On distingue deux catégories de canaux :

II 1.1.1 Les canaux naturels

Les canaux naturels sont les cours d'eau qui existent naturellement sur ou sous terre, tels que les ruissellements, torrents, fleuves, estuaires.... Les propriétés géométriques et hydrauliques des canaux naturels sont généralement irrégulières. L'application de la théorie hydraulique ne donne que des résultats approximatifs obtenus à partir des hypothèses qui s'imposent.

II.1.1.2 Les canaux artificiels.

Les canaux artificiels sont réalisés par l'homme et passent sur ou sous terre. On distingue :

- *les canaux découverts construits au ras du sol;*
- *les canaux couverts ou enterrés dans lesquels les liquides ne remplissent pas toute la section (tunnels hydrauliques, aqueducs, drains, égouts, ...)*

A l'opposé des canaux naturels, les propriétés hydrauliques des canaux artificiels sont généralement assez régulières. L'application de la théorie hydraulique donne souvent des résultats réalistes. [H.GRAF, 2000]

II.1.2 Caractéristiques géométriques des canaux

Soit un canal schématisé comme suit :

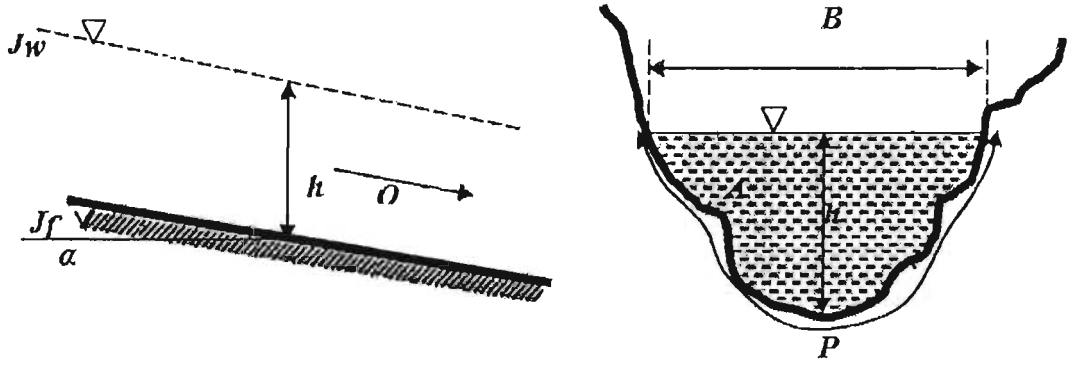


Figure 15 : Principaux paramètres géométriques caractéristiques d'un canal

Les principales caractéristiques de ce canal sont :

- *La section : Elle représente la géométrie du canal dans un plan perpendiculaire à l'axe.*
- *Le profil en long : Elle représente la géométrie du canal dans un plan vertical contenant l'axe.*
- *Le tirant d'eau « h » : c'est la distance de la surface libre au point le plus bas de la section du canal.*
- *La largeur au miroir « B » : c'est la largeur de la surface libre d'eau de la section du canal*

- *La section mouillée « A » c'est la partie de la section du canal limitée par les parois.*
- *Le périmètre mouillé « P » : c'est la partie de la section mouillée en contact avec les parois. Il ne comprend pas la largeur ou miroir.*
- *Le rayon hydraulique « R_h » : c'est le rapport de la section mouillée et le périmètre mouillé.*

A côté de ces caractéristiques géométriques des canaux, on peut ajouter la pente du fond du canal « J_f » et la pente piézométrique ou pente de la surface libre « J_W ». [H.GRAF, 2000]

II.1.3 Ecoulement dans les canaux

Les écoulements dans les canaux naturels ou artificiels sont des écoulements à surface libre ; la surface libre étant la séparation de l'air et l'eau. La pression y est égale à la pression atmosphérique. L'écoulement à surface libre est dû à la pente du fond du canal et non comme pour le cas des conduites à la différence de charge entre deux sections.

II.1.3.1 Types d'écoulement

La classification des écoulements dans un canal peut se faire selon la variation de la profondeur h par rapport au temps ou à l'espace.

a) ***variabilité dans le temps***

Le mouvement est dit permanent si, dans une section donnée *A*, la vitesse moyenne *U* et la profondeur *h* restent invariables dans le temps en grandeur et en direction. Par conséquent, le débit « Q » est constant entre les diverses sections du canal s'il n'y a pas d'apport latéral.

$$Q = U\,A \tag{2.1}$$

Le mouvement est dit non-permanent si la profondeur *h* ainsi que les autres paramètres varient avec le temps. Par conséquent le débit n'est pas constant.

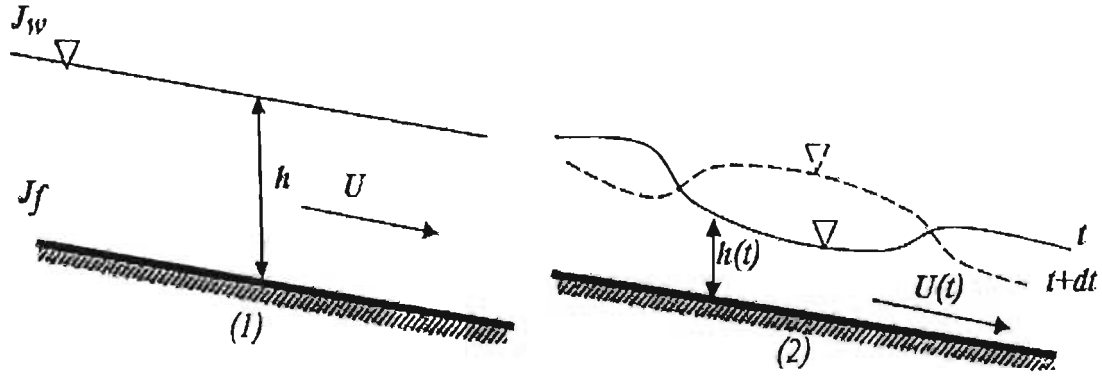


Figure 16 : Schémas de l'écoulement permanent (1) et non permanent (2)

Au sens strict, l'écoulement dans les canaux et rarement permanent. Néanmoins, si les variations temporelles sont suffisamment lentes, on peut considérer que cet écoulement est permanent du moins dans un intervalle de temps relativement court.

b) Variabilité dans l'espace (x)

Le mouvement est dit uniforme si la profondeur h ainsi que les autres paramètres restent invariables dans les diverses sections du canal. La ligne de pente de fond J_f est donc

parallèle à la ligne de la surface libre J_W et l'on a : $J_W = J_f$

Il est dit non-uniforme si la profondeur h ainsi que les autres paramètres changent d'une section à l'autre. Cette fois-ci, la pente du fond diffère de celle de la surface libre : $Jf \neq J_W$.
Le mouvement peut varier :

- graduellement : c'est à dire h(x) avec autres paramètres qui ne changent que très lentement d'une section à l'autre.
- Rapidement : c'est à dire que h(x) et les autres paramètres changent brusquement.

En conclusion, les types d'écoulement rencontrés en hydraulique fluviale sont résumés comme suit [H.GRAF, 2000] :

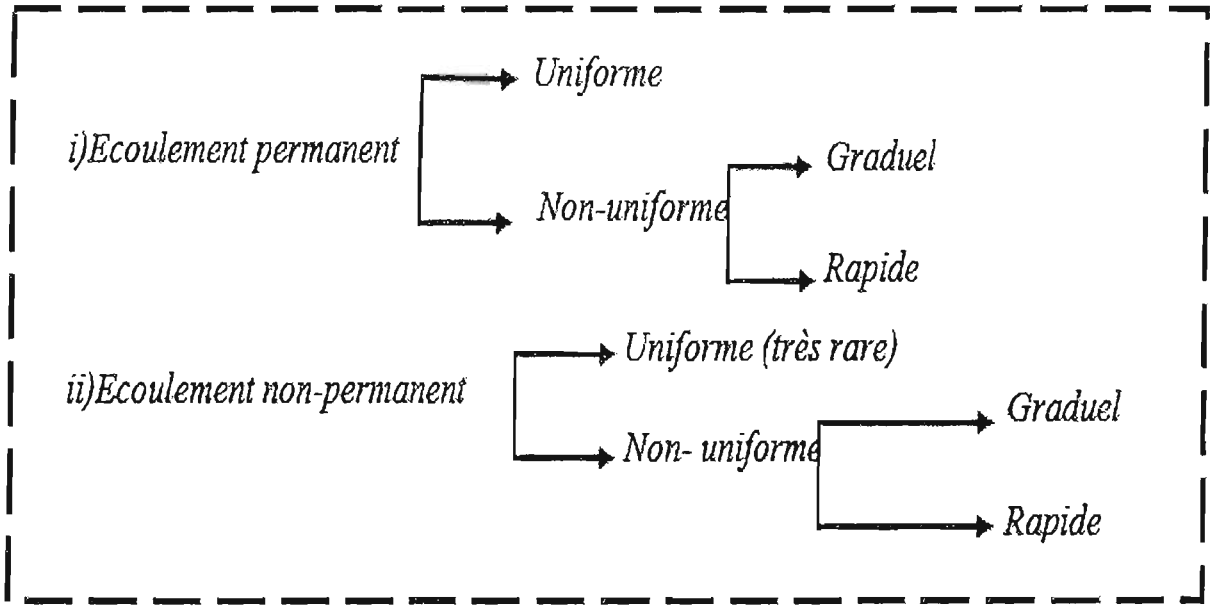


Figure 17 : Types d'écoulement

II.1.3.2 Régimes d'écoulement

Pour faire une classification des écoulements suivant leurs régimes, deux nombres adimensionnels sont utilisés.

Le nombre de Froude « Fr »
Il résulte du rapport entre la force de gravité et celle d'inertie.

$$Fr = \sqrt{\frac{Q^2 B}{gA^3}} = \sqrt{\frac{U^2 B}{gA}} = U\sqrt{\frac{B}{gA}} \qquad (2.2)$$

Où :

Q : Débit
B : Largeur au miroir
A : Section d'écoulement
U : Vitesse moyenne
g : Accélération de la pesanteur

- *écoulement fluvial : Fr < 1*
- *écoulement torrentiel : Fr > 1*
- *écoulement critique : Fr = 1*

Le nombre de Reynolds «R_e»

Il résulte du rapport entre la force d'inertie et la force de frottement F_{fr}. Dans le cas des canaux à fond mobile, ce nombre est défini par :

$$R_e = \frac{U\, d_{50}}{\upsilon} \tag{2.3}$$

Où :

U : vitesse moyenne
d_{50} : *diamètre médian*
υ : Viscosité cinématique

Le nombre de Reynolds permet de classer les écoulements comme suit :

- *écoulement laminaire :* $R_e < 2000$
- *écoulement turbulent :* $R_e > 2000$
- *écoulementcritique :* $R_e = 2000$

II.2 Caractéristiques spécifiques aux canaux naturels

L'écoulement d'eau sur un fond mobile se charge de sédiments (particules solides), un mélange eau-sédiments se déplace ensuite le long du cours d'eau. Ce mouvement des sédiments (érosion, transport, dépôt) modifie l'écoulement mais aussi le fond du lit.

Des fois, le phénomène devient très fort de telle sorte que l'approfondissement du lit par l'érosion sera suivi par l'éboulement des berges puis le transport en masse des sédiments.

II.2.1 Coefficient de frottement

Les canaux naturels comme les cours d'eau naturels ont des formes de section et des rugosités très diverses. Certains auteurs ont proposé des formules pour exprimer ce coefficient. Ici, revenons sur la formule de Manning-Strickler, celle qui est la plus utilisée, appelée en bref « formule de Manning ».

$$U = \frac{1}{n} R_h^{\frac{2}{3}} J_f^{\frac{1}{2}} \tag{2.4}$$

Où :

U (m/s) : vitesse moyenne
R_h (m) : rayon hydraulique
J_f : pente du fond du canal
n ($m^{-1/3}.S$) : coefficient de rugosité de Manning

Elle est extrêmement simple mais ne doit être utilisée que pour les écoulements turbulents rugueux, donc à grand nombre de Reynolds. Dans ces conditions, le coefficient de Manning n reste constant pour une rugosité donnée.

La rugosité (coefficient de Strickler K_S) des canaux naturels aux parois granulaires, non cohésifs, est estimée à partir des formules :

$$K_s = \frac{21{,}1}{d_{50}^{\frac{1}{6}}} \tag{2.5}$$

Où

$$K_s = \frac{26}{\sqrt[6]{d_{90}}} \qquad (2.6)$$

Où: d_{50} et d_{90} (exprimés en m) sont les diamètres de tamis laissant passer respectivement à 50% et 90% des grains (voir la courbe granulométrique).
Le tableau suivant [H. GRAF, 2000] fournit les coefficients de Strickler et de Manning pour les canaux de matériaux différents.

Nature du lit	*n*	K_S
Roche ancienne très solide	*0,017*	*58,8*
Béton épais ou maçonnerie très lisses		
Roche ancienne stable		
Maçonnerie à paroi moyennement lisse	*0,018*	*55,6*
Couche en calcaire		
Canal aménagé à bords réguliers	*0,020*	*50,0*
Sol argileux mélangé du calcaire		
Canal aménagé moyennement entretenu	*0,026*	*44,4*
Canal à paroi solide et moyennement entretenu	*0,025*	*40,0*
Canal dont l'entretien est inférieur à la	*0,028*	*36,4*
moyenne Canal mal entretenu, présence des	*0,030*	*33,3*
débris solides Canal mal entretenu	*0,035*	*28,6*
Présence de gros morceaux de roches, de troncs d'arbres, des touffes d'herbes	*0,040*	*25,0*

Tableau 4: Coefficients de Manning pour quelques canaux typiques

II.2.2 Critères d'érosion

Au fond (et sur les berges) d'une rivière, chaque particule solide possède une certaine force de stabilité, mais quand il survient une force extérieure supérieure qui l'entraîne, il perd sa stabilité, se détache du fond et se laisse entraîner ; c'est le début de l'érosion. Deux grands critères [H.GRAF, 2000] sont utilisés de manière courante pour connaître le début d'érosion:

- *Le critère de la tension critique*
- *Le critère de la vitesse critique*

II.2.2.1 Critère de la tension critique

Rappelons que la tension de frottement τ_0 est définie par :

$$\tau_0 = \gamma R_h J_f \qquad (2.7)$$

Où :

γ: *Poids volumique de l'eau*
R_h : *Rayon hydraulique*
Jf : *La pente du fond du canal*

S'appuyant sur les concepts de l'hydrodynamique, Shields a démontré qu'il existe une relation entre la tension adimensionnelle de frottement τ_* et le nombre de Reynolds de frottement.

$$R_* = \frac{u_* d_{50}}{\upsilon} \qquad (2.8)$$

Où :

$$u_* = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}}$$

ρ : *masse volumique de l'eau*

La tension adimensionnelle est donnée par :

$$\tau_* = \frac{\tau_0}{(\gamma_s - \gamma)\, d} = f\left(\frac{u_* d}{\upsilon}\right) \tag{2.9}$$

γ_S : *poids volumique des granulats*

Shields a déterminé cette relation en utilisant les résultats expérimentaux. Une courbe assez bien définie caractérise le début de l'érosion exprimé par $\tau_{*_{cr}}$. La détermination de $\tau_{*_{cr}}$ se fait en utilisant la relation (2.9) par approximations. Mais, comme cette démarche est longue, Yalin propose le concept de diamètre adimensionnel du granulat d* donné par :

$$d_* = d\left[\frac{\rho_S - \rho}{\rho}\frac{g}{\upsilon^2}\right]^{1/3} \tag{2.10}$$

Et l'équation (2.9) s'exprime comme :

$$\tau_* = f\,(d_*) \tag{2.11}$$

La relation (2.11) est traduite par la figure :

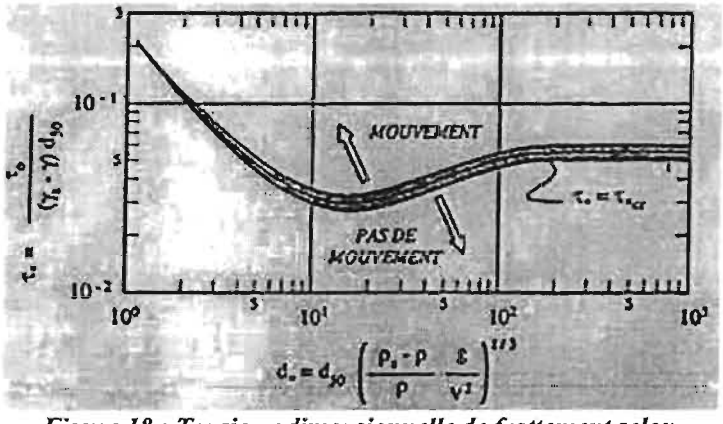


Figure 18 : Tension adimensionnelle de frottement selon YALIN-SHIELDS.

Ainsi, avec des propriétés du fluide ρ et υ et celles du granulat ρ_s et d, on détermine facilement la valeur de $\tau_{*_{cr}}$ et ensuite celle de $\tau_{*_{cr}}$. Le critère de non érosion est alors :

$$\tau_0 \leq \tau_{0,cr} \tag{2.12}$$

D'après le critère de LANE, la tension critique peut être calculée par la formule :

$$\tau_{0,crit} = 8d_{75} \tag{2.13}$$

Avec :(d75 en cm)Pour les sols cohérents, LANE propose les valeurs de la tension critique suivantes :

		Nature du lit			
		Très peu compacté avec un indice de vide de 2,0 à 1,2	Peu compacté avec un indice de videde 1,2 à 0,6	Compacté avec un indice de vide de 0,6 à 0,3	Très compacté avec un indice de vide de 0,3à 0,2
Matériau du lit	Argiles sableuses (% de sable 50%)	2,0	7,7	16,0	30,8
	Sols avec beaucoup	1,5	6,9	14,9	27,5
		1,2	6,1	13,7	25,9
	Argiles	1,0	4,7	10,4	17,3

Tableau 5: Tension critique pour les sols cohérents

II.2.2.2 Critère de la vitesse critique

L'autre manière la plus simple d'imaginer le mécanisme d'érosion est de considérer que celle-ci se produit à partir d'une certaine vitesse critique d'arrachement qui dépend de la nature des granulats et les dimensions des grains. La condition de non érosion s'écrit :

$$U < U_{cr} \tag{2.14}$$

Où U est la vitesse moyenne existante et U_{cr} la vitesse critique

Plusieurs experts ont proposé des formules pour le calcul de la vitesse critique mais les plus utilisées sont :

La formule de KREY :

$$U_{cr} = \sqrt{80\, d_m} \tag{2.15}$$

La formule de VARIKOV/BACEKOV:

$$U_{cr} = \sqrt{15\, d_m + 0{,}06} \tag{2.16}$$

Où $d_m = d_{50}$ est le diamètre médian

On peut aussi utiliser le diagramme établi par HJULSTROM délimitant la zone de sédimentation et la zone d'érosion en fonction du diamètre des granulats.

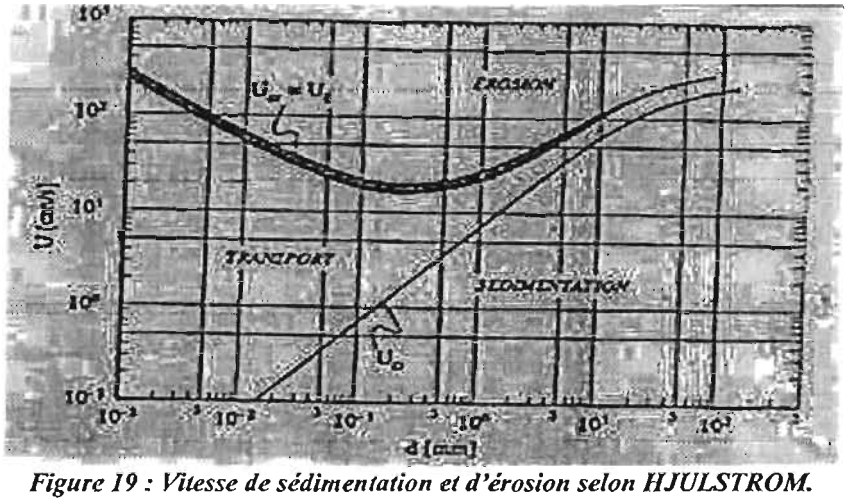


Figure 19 : Vitesse de sédimentation et d'érosion selon HJULSTROM.

II.2.3 Détermination d'une section stable

II.2.3.1 Condition de stabilité des berges.

L'expression de la tension de frottement critique s'écrit :

$$\tau^*_{0,crit} = \tau_{0,crit}\left[\left(1 - \frac{tg^2\theta}{tg^2\varphi}\right)^{1/2}\cos\theta\right] \qquad (2.17)$$

Où :

$\tau^*_{0,crit}$: *tension de frottement critique sur le fond*

θ : *inclinaison des berges par rapport au fond*

φ : *angle de frottement interne*

Il faut noter que φ dépend de la granulométrie, de l'angularité du granulat et de la cohésion des grains. Il varie entre 20° et 40°. L'analyse de l'expression (2.17) montre que $\tau^*_{0,crit}$ augmente quand $\theta < \varphi$; telle est la condition de stabilité.

II.2.3.2 Section stable

La section stable d'un canal à fond mobile, donc érodible, est la section pour laquelle il n'y a aucune érosion sur tout le périmètre mouillé. Pour la détermination du profil de cette section (tel que proposé par GLOVER et LANE), on admet à priori qu'à la surface de l'eau, l'angle des berges se confond avec l'angle de frottement interne (condition de stabilité des berges).

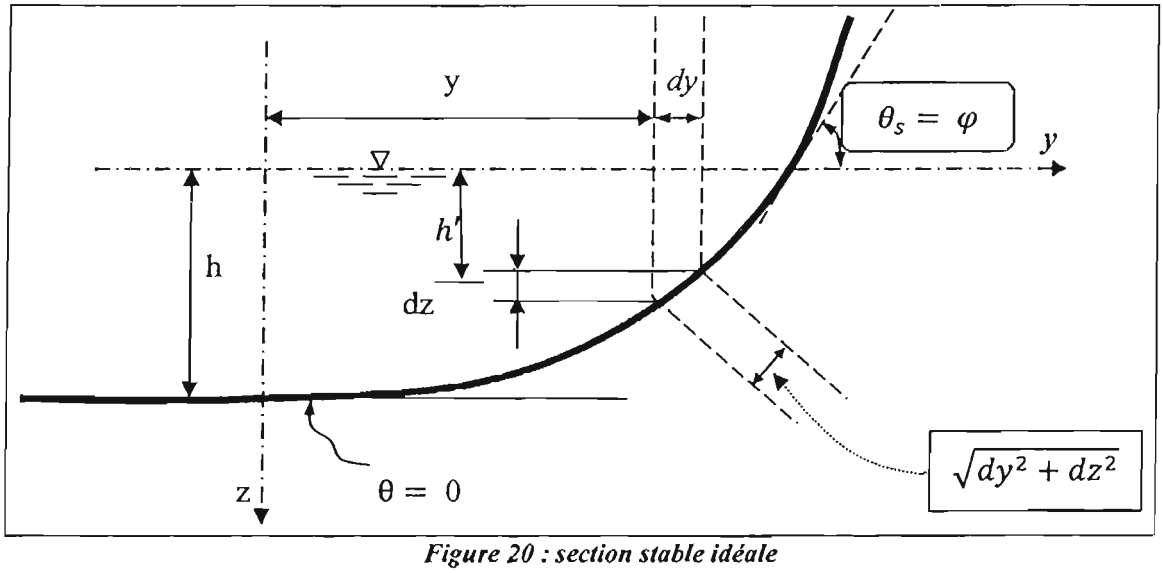


Figure 20 : section stable idéale

La tension de frottement sur un élément du fond est donnée par :

$$\tau^*_0 = \gamma h' J_f \cos\theta = \gamma h' J_f \left(\frac{dy}{\sqrt{dy^2+dz^2}}\right) \qquad (2.18)$$

Admettons que cette tension de frottement soit critique ($\tau^*_0 = \tau^*_{0,cr}$), avec la rélation (2.17), on a :

$$\gamma h' J_f \cos\theta = \gamma h J_f\left[\cos\theta\left(1 - \frac{tg^2\theta}{tg^2\varphi}\right)\right]$$

$$h' = h\left(1 - \frac{tg^2\theta}{tg^2\varphi}\right)^{\frac{1}{2}}$$

$$h'^2 = h^2\left(1 - \frac{tg^2\,\theta}{tg^2\,\varphi}\right)$$

$$h'^2\,tg^2\,\varphi = h^2(tg^2\,\varphi - tg^2\,\theta)$$

$$\left(\frac{h'}{h}\right)tg^2\,\varphi + tg^2\,\theta - tg^2\,\varphi = 0$$

Comme :

$$tg\,\theta = \frac{dz}{dy}$$

On a :

$$\left(\frac{dz}{dy}\right)^2 + \left(\frac{h'}{h}\right)^2 tg^2\,\varphi - tg^2\,\varphi = 0$$

On obtien une équation différentielle dont la solution est :

$$h' = h\cos\left(\frac{tg\,\varphi}{h}y\right) \tag{2.19}$$

Cette solution donne la géométrie de la section idéale qui est une sinusoïde.

D'autres paramètres de cette section se déduiront par :

Section d'écoulement :

$$A = \frac{2h^2}{tg\,\varphi} \tag{2.20}$$

Largeur du plan d'eau :

$$B = \frac{\pi h}{tg\,\varphi} \tag{2.21}$$

Vitesse moyenne [A.LENCASTRE, 1996] :

$$U = K_s(0{,}91 - 0{,}8\,\tan\varphi\,)h^{\frac{2}{3}}\sqrt{J_f} \tag{2.22}$$

Avec :

$$h = \frac{\tau_0}{\gamma J_f} \tag{2.22'}$$

Le débit pouvant être transporté à travers cette section est donnée par : $Q_i = U.A$ Si le débit Q qui doit être transporté dans une telle section est différent du débit idéal Q_i, un calcul correctif devra être fait :

i) si $Q < Q_i$, on réduit la largeur B de B' qui se calcule par :

$$B' = B\left(1 - \sqrt{\frac{Q}{Q_i}}\right) \tag{2.23}$$

si $Q > Q_i$, on augmente la largeur B de B'' qui se calcule par :

$$B'' = \frac{n(Q - Q_i)}{h^{\frac{5}{3}}J_f^{\frac{1}{2}}} \tag{2.24}$$

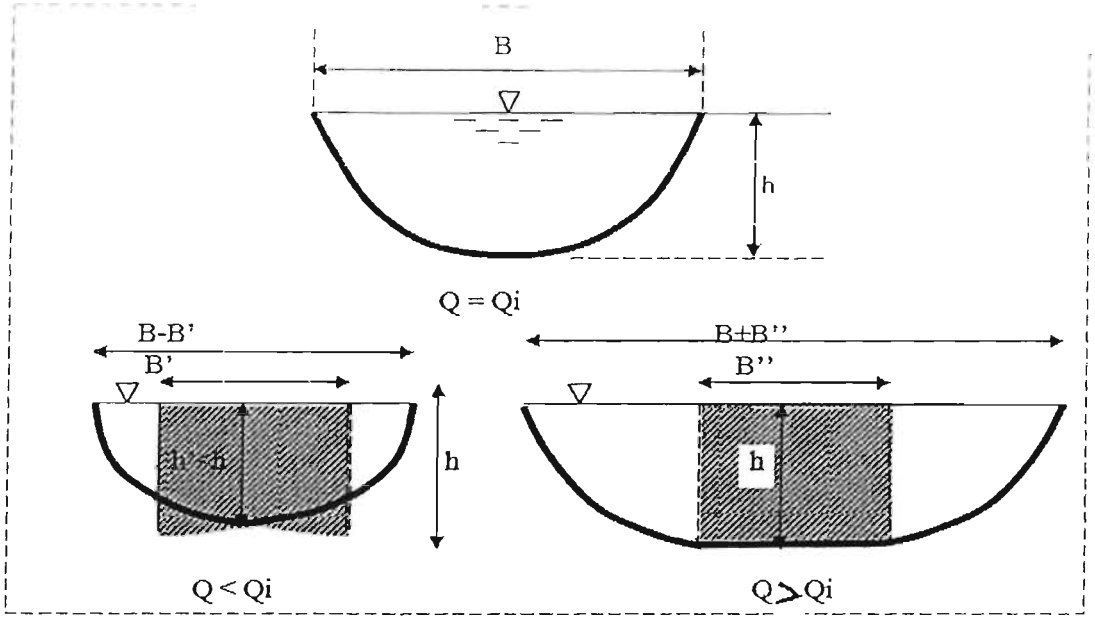


Figure 21 : Corrections de la section stable idéale

II.2.4 Ecoulement dans une courbe.

Une courbe qui se trouve dans un canal provoque un changement de direction. Ce changement de direction provoque à son tour une surélévation de la ligne d'eau du côté extérieur du canal pour s'opposer à la force centrifuge.

Si la largeur B reste faible devant la courbure r_0, on pourra admettre en écoulement fluvial. La formule suivante donne la différence de niveau Δz entre l'extérieur et l'intérieur.

$$\Delta z = \frac{B}{r_0}\frac{U^2}{2g} \qquad (2.25)$$

Cette différence de niveau engendre une différence de pression statique entre l'extérieur et l'intérieur laquelle pression crée à son tour un courant de l'extérieur vers l'intérieur le long de la paroi. Corrélativement, cela provoque un courant inverse de surface.

La conséquence de ce phénomène est que le long de la berge extérieure, la force d'arrachement s'ajoute au poids : il y a érosion, alors que sur la berge intérieure, le poids s'oppose à la force d'entraînement, il y a dépôt [H. GRAF, 2000].

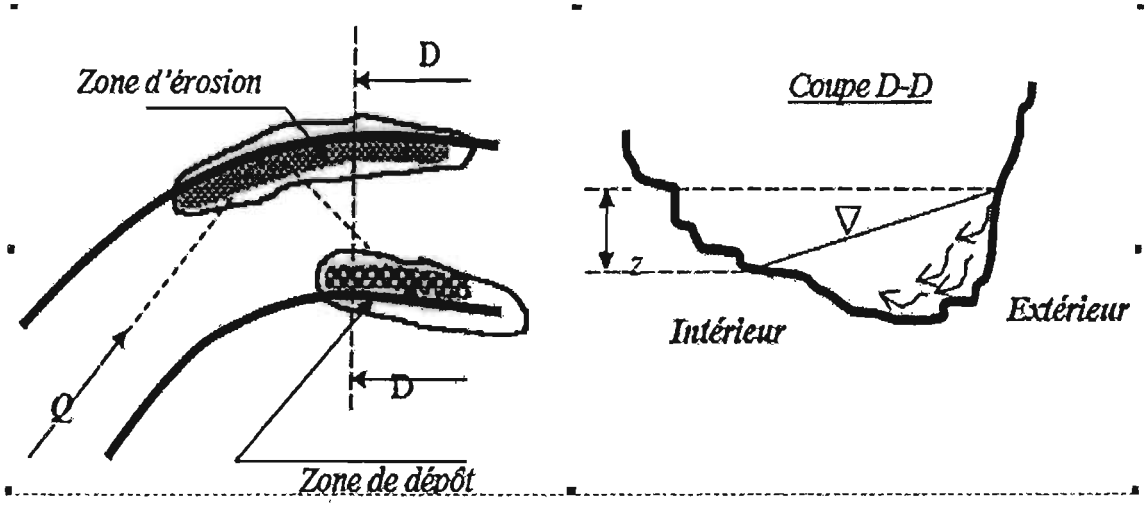


Figure 22 : Ecoulement dans une courbe

II.3 Transport des sédiments

Le transport des sédiments représente un phénomène important, si non le plus important de l'hydraulique fluviale. Toutefois, ce phénomène est très complexe. En effet, en présence d'un lit mobile, on doit tenir compte à la fois de l'écoulement de la phase liquide et le mouvement de la phase solide. Cela exige donc une bonne caractérisation de chaque phase, ce qui n'est pas sans causer des difficultés.

La phase liquide est bien caractérisée par :

- *sa masse volumique* ρ
- *sa viscosité*
- *sa vitesse moyenne d'écoulement U et sa vitesse de frottement* : $U_* = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}}$

Une bonne caractérisation de la phase solide est loin d'être simple. Il y a lieu de considérer :

- *la taille des particules donnée par la courbe granulométrique*
- *la masse volumique des grains* ρ_s
- *éventuellement la cohésion entre les particules.*

Malgré la complexité du phénomène, la prédiction du taux de transport solide a toujours préoccupé de nombreux chercheurs du domaine, si bien qu'un grand nombre de méthodes ont été développées à cette fin depuis plus d'un siècle [H.GRAF, 2000]

II.3.1 Ecoulement d'un mélange

Pour l'écoulement gravitaire d'un mélange eau/sédiments, on peut distinguer trois cas de mouvement :

- *Le mélange se comporte comme newtonien si la concentration des particules* C_S *demeure très faible c'est à dire* $C_S << 1\%$. *La différence entre la densité du mélange* ρ_m *et celle de l'eau* $\Delta\rho = \rho_m - \rho = C_s(\rho_s - \rho)$ *reste faible. Elle est ainsi inférieure à 16 kg/m3.*

- *Le mélange se comporte comme quasi-newtonien si la concentration volumique des solides reste faible,* $C_S<8\%$. *La différence entre la densité du mélange et celle de l'eau devient importante,* $\Delta\rho < 130 kg/m^3$. *Le transport des sédiments en suspension concentrée près du fond ainsi que les courants de turbidité entrent dans cette catégorie.*

- *Le mélange se comporte comme non newtonien si la concentration volumique des solides devient très importante,* $C_S>8\%$. *La différence entre la densité du mélange et celle de l'eau est très importante. Elle est supérieure à 130 kg/m3.*

L'écoulement non newtonien modifiera tous les concepts de l'hydraulique newtonienne, notamment la résistance à l'écoulement ainsi que la répartition de la vitesse et de la concentration. La vitesse de sédimentation sera également influencée et les particules resteront plus longtemps en suspension.

Il faut remarquer que cette classification est une simplification de la réalité où les délimitations ne sont pas tellement nettes, et où les différents cas peuvent exister simultanément.

II.3.2 Modes de transport

Deux modes de transport solide peuvent être mises en évidence. Il s'agit du transport solide par charriage, aussi appelé charge de fond ou encore traction-saltation et le transport des matériaux en suspension.

II.3.2.1 Transport solide par charriage

Le charriage est un mode de transport qui se déroule près du fond du cours d'eau. Il s'agit du déplacement des sédiments les plus grossiers du lit par glissements, roulement et saltation. Les particules voyagent essentiellement sur le fond par traction et passent de courts instants en suspension (saltation). Ces grains sont donc animés d'un mouvement intermittent.

II.3.2.2 Transport en suspension

On distingue le transport en suspension simple et le transport en suspension intrinsèque. On parle de transport en suspension simple si les particules restent occasionnellement en contact avec le fond ; elles se déplacent par bonds (assez long); ce mode de transport concerne les particules relativement fines.

Le transport en suspension intrinsèque quant à lui concerne les particules très fines qui ne sont jamais en contact avec le fond, elles sont emportées par l'écoulement.

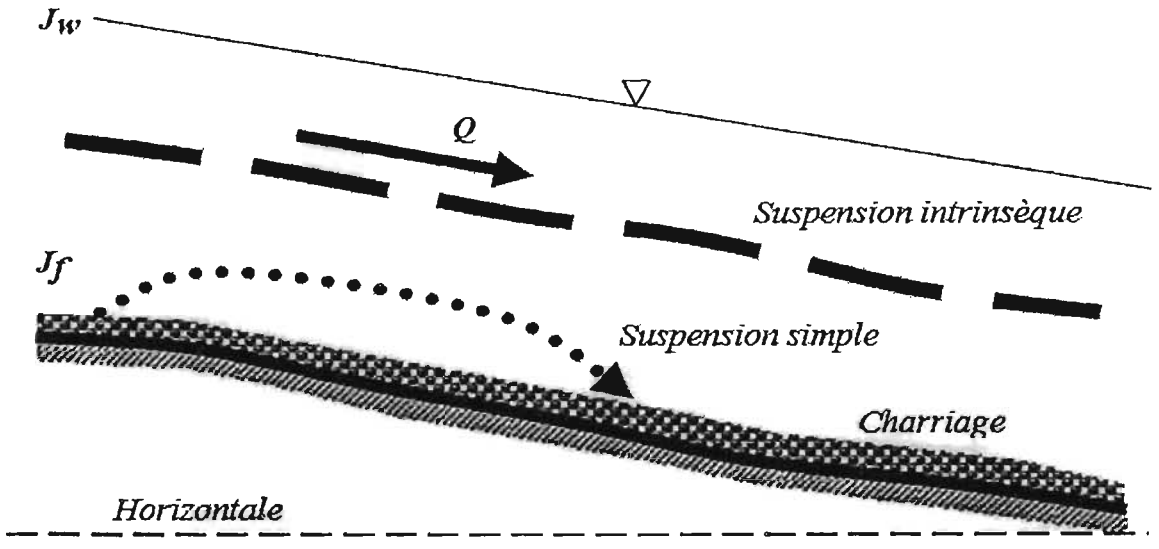


Figure 23 : Principaux modes de transport solide.

Il est utile de faire une délimitation entre les deux modes de transport bien que la tâche ne soit pas facile. Voici quelques valeurs purement indicatives utilisant le rapport entre la vitesse de frottement de l'écoulement, U*, et la vitesse de sédimentation des particules U_{SS}

$\frac{U_*}{U_{SS}} > 0{,}10$: *début du transport par charriage*

$\frac{U_*}{U_{SS}} < 0{,}10$: début du transport en suspension

Notons que U_{SS} est donnée par la loi de STOKES

$$U_{ss} = \sqrt{\frac{4}{3}\frac{d\,g}{C_D}\frac{\rho_s - \rho}{\rho}} \qquad (2.26)$$

Où :

C_D : *coefficient de traînée*
d : *diamètre des grains*
ρ_s : *masse volumique des particules*
ρ : *la masse volumique de l'eau*

II^{ème} PARTIE :APPLICATION AU BASSIN VERSANT DE LA RIVIERE« NTAHANGWA »

CHAPITRE III. ETUDE HYDROLOGIQUE DU BASSIN VERSANT DE LA NTAHANGWA

III.1 Caractéristiques physiques

Il est présenté dans ce paragraphe les données relatives aux caractéristiques géométriques du bassin versant de la rivière NTAHANGWA. Ces données serviront de base lors des études hydrologiques proprement dites (débits de pointe en différents exutoires, quantification du transport solide, évaluation de la force érosive et conception des ouvrages de régulation et de stabilisation).

III.1.1 Délimitation et localisation

Le bassin versant de la NTAHANGWA est situé à l'ouest de la crête CONGO-NIL dans la région naturelle des MIRWA et en partie dans la plaine de l'IMBO (Figure 24).

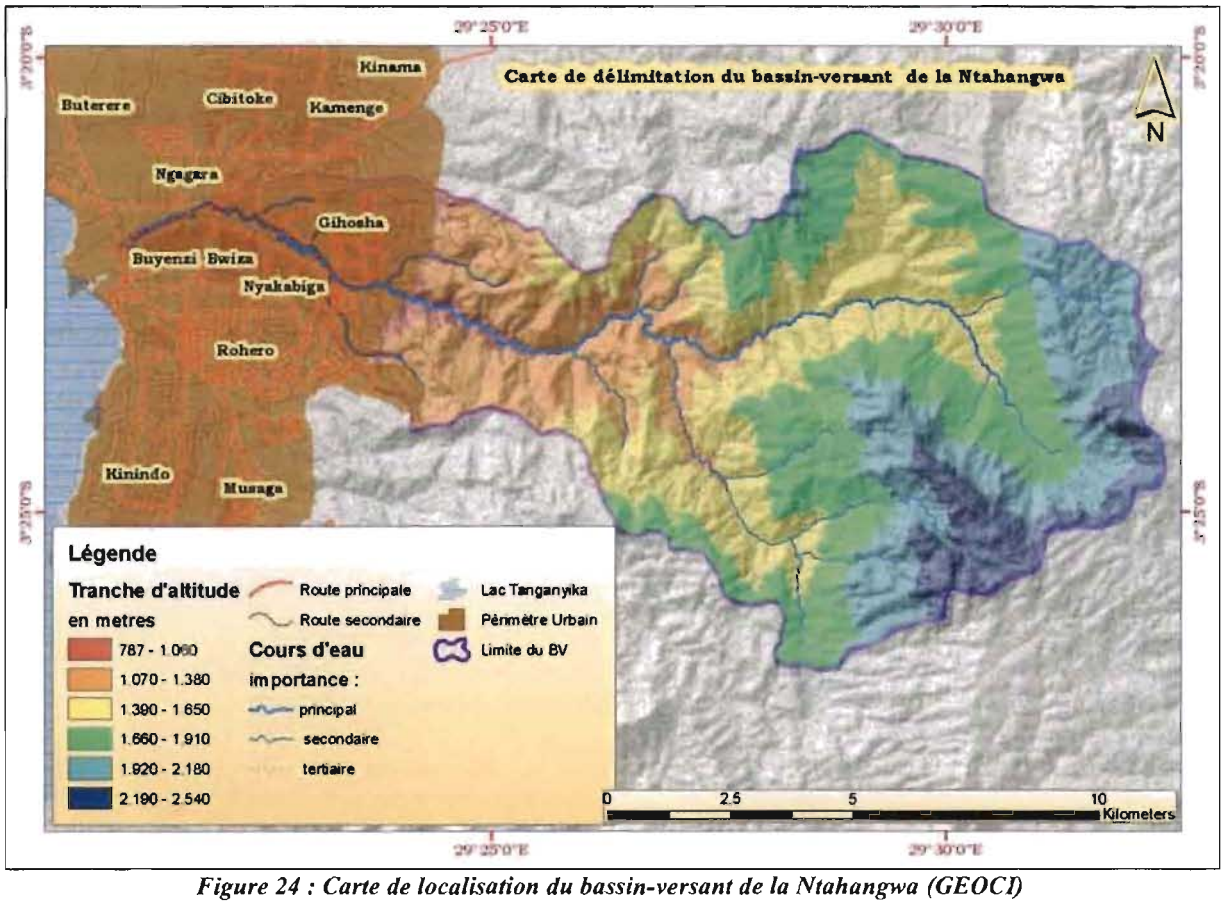


Figure 24 : Carte de localisation du bassin-versant de la Ntahangwa (GEOCI)

Il a une forme allongée Est-Ouest et limité :

- au sud, par les bassins versant de la KANYOSHA et de la MUHA;
- au nord, par les bassins versant de la GIKOMA et de la NYABAGERE ;
- à l'est, par la crête CONGO-NIL.

La NTAHANGWA fait partie d'un réseau très dense de rivières torrentielles qui dévalent le versant Ouest de la crête CONGO-NIL vers les basses terres de l'IMBO et le lac TANGANYIKA.

La rivière prend sa source dans les montagnes de la crête CONGO-NIL à une altitude d'environ 2520m. Elle fait un parcours torrentiel d'environ 20km en terrain accidenté essentiellement rocheux et atteint la plaine de Bujumbura à 805m d'altitude. Elle coule par après, sur une distance de l'ordre de six kilomètres, dans des alluvions fluvio-lacustres avant de se jeter dans le lac Tanganyika à **775**m d'altitude.

La partie rurale

La partie rurale du bassin versant est très montagneuse avec des pentes généralement très raides (Figure 25) dont la moyenne est de 22°. En témoigne également le rapport (S_{3D}/S_{2D} = 1,555) qui est très élevé.

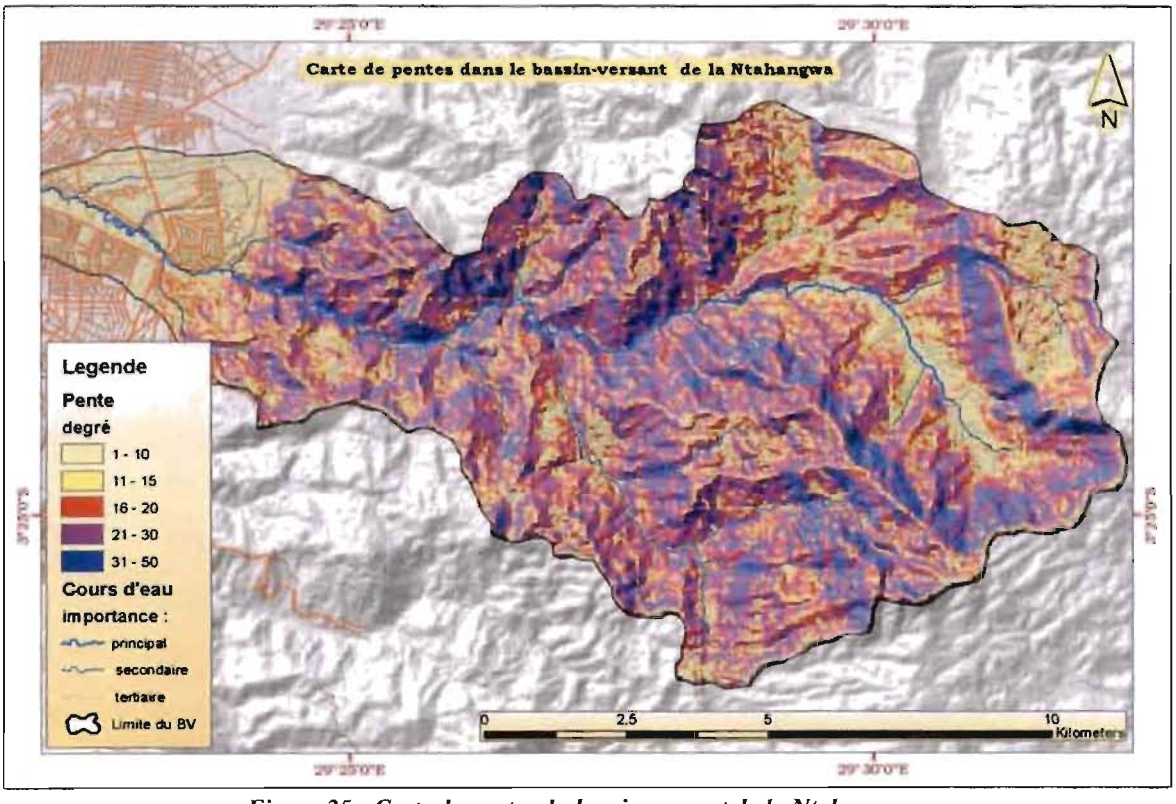


Figure 25 : Carte de pentes du bassin-versant de la Ntahangwa

La topographie du bassin versant explique partiellement le caractère torrentiel du cours d'eau.

La partie urbaine

La partie urbaine du bassin versant de la Ntahangwa appartient à l'agglomération de Bujumbura. Elle s'étend sur une superficie totale d'environ 1500 ha dont 25% sont constituées de parcelles viabilisées. Dans cette partie basse du cours d'eau se jettent cinq émissaires (affluents) que sont, d'amont vers l'aval :

- *la Rubanza ;*
- *la Gishora ;*
- *le drain VUGIZO ;*
- *la Kamenge ;*
- *le collecteur GASENYI - NGAGARA - KIGOBE*

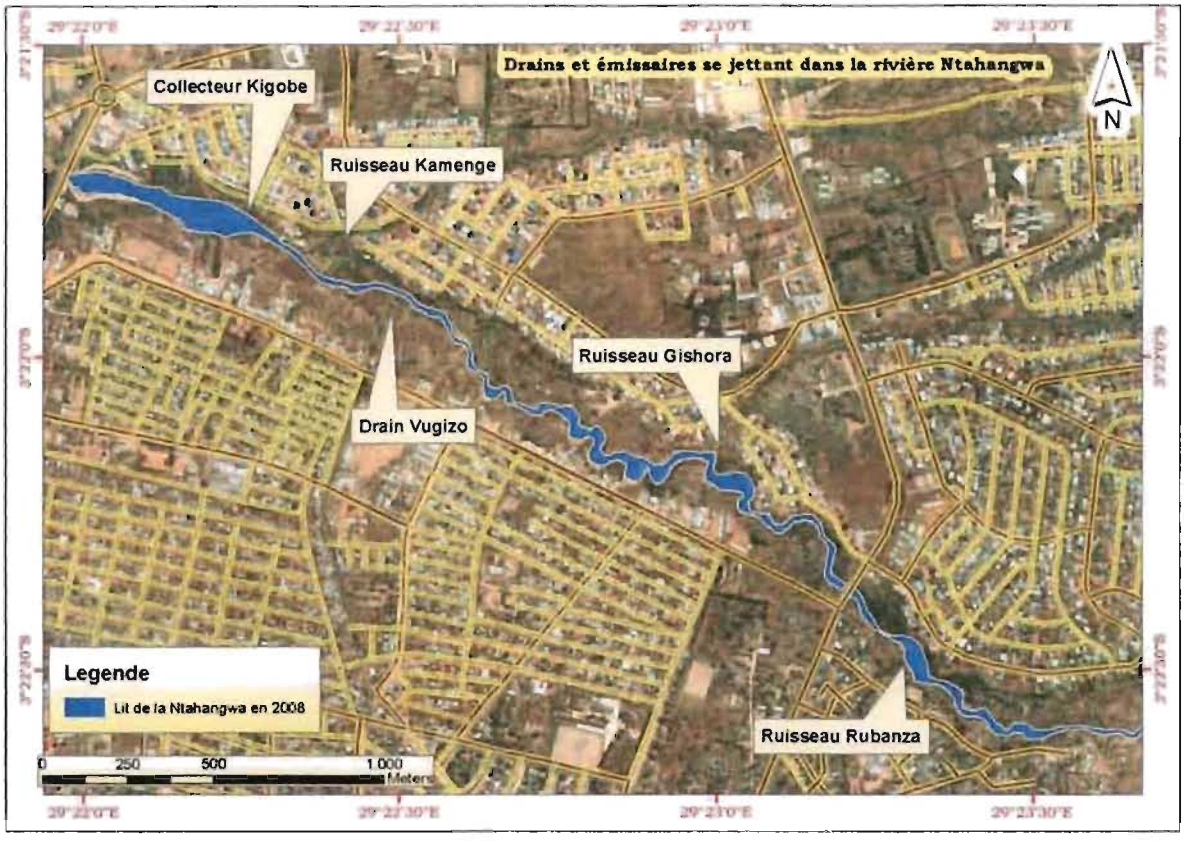


Figure 26 : Vue partielle du bassin versant de la Ntahangwa à Bujumbura entre le pont Ntahangwa/Bd 28 novembre et Ntahangwa/Bd du Peuple Murundi

III.1.2 Caractéristiques physiographiques

Le bassin versant de la NTAHANGWA est un bassin allongé avec un coefficient de GRAVELIUS égal à 1,56.
En utilisant les moyens technologiques modernes (images satellite, Global Mapper 15, Computer Modeling avec Arc-GIS,...), il a été obtenu principales données géométriques raffinées reprises dans les tableaux ci-après :

Classification du réseau hydrographique :

Importance	Nombre de canaux	Longueur (km)
Principal	*1*	*24,28*
Secondaire	*17*	*40,17*
Tertiaire	*215*	*212,74*
Total	*233*	*277,19*

Tableau 6 : classification du réseau hydrographique

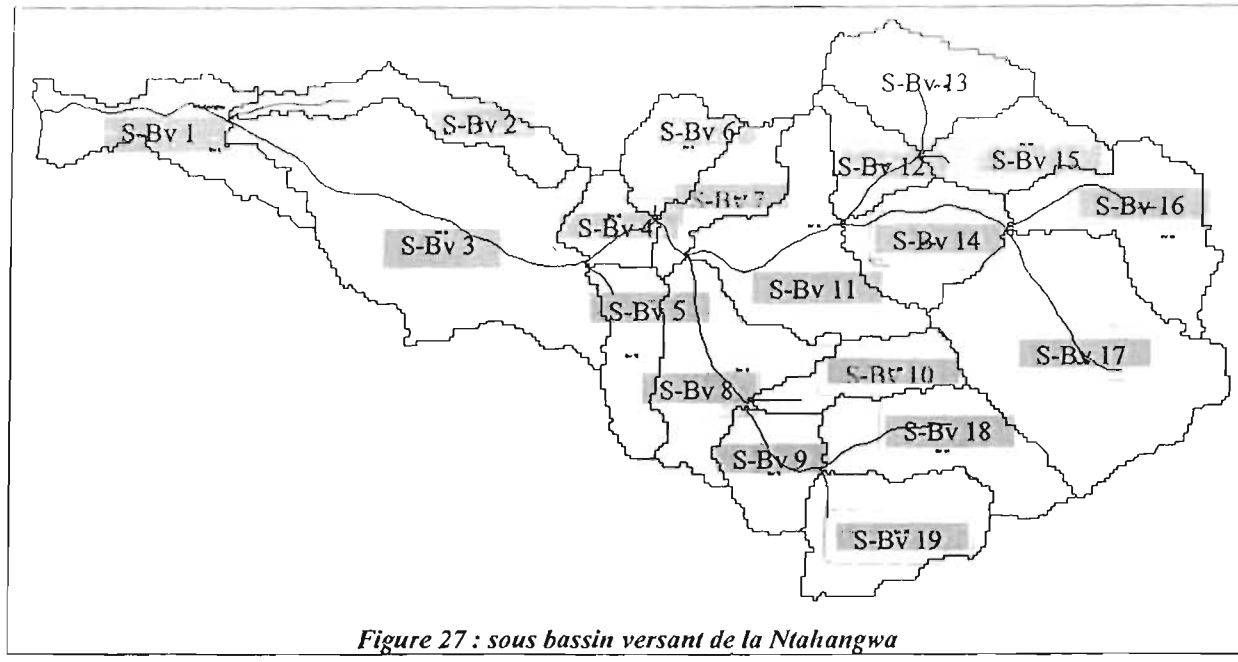


Figure 27 : sous bassin versant de la Ntahangwa

Caractéristiques du sous bassin-versant

bassin versant	surface (ha)	Longueur	Z max	Z min	I
B1	625,2	3714	907	771	0,0366182
B2	430,9	4473	1579	802	0,17370892
B3	1907,4	7407	1605	801	0,10854597
B4	222,3	1554	1563	1065	0,32046332
B5	3687	3305	1863	1082	0,23630862
B6	314,3	1933	1775	1177	0,30936368
B7	324,5	1109	1908	1177	0,65915239
B8	690,7	3192	1877	1208	0,20958647
B9	363,3	2578	1830	1382	0,17377812
B10	347,2	3329	2263	1385	0,26374287
B11	843,6	3265	2159	1205	0,29218989
B12	285	1985	2028	1410	0,31133501
B13	561	2039	2024	1504	0,25502697
B14	513,6	3325	2092	1410	0,20511278
B15	393,8	2585	2169	1501	0,25841393
B16	710	3139	2464	1554	0,28990124
B17	1631,1	3991	2510	1554	0,23953896
B18	679	3632	2511	1515	0,27122907
B19	660,3	1833	2462	1512	0,51827605

Tableau 7: caractéristiques du sous bassin-versant

Caractéristiques physiques du bassin-versant :

Paramètre	Unités	Valeur
Superficie	*km²*	*115,30*
Périmètre	*km*	*59,61*
Coefficient de GRAVELIUS		*1,56*
Longueur du rectangle équivalent	*km*	*22,21*
Largeur du rectangle équivalent	*km*	*5,90*
Altitude maximale	*m*	*2540,00*
Altitude minimale (embouchure)	*m*	*775,00*
Dénivelée totale	*m*	*1765,00*
Pente moyenne	*%*	*7,27*
Densité de drainage	*km/km²*	*2,40*

Tableau 8 : caractéristiques physiques du bassin-versant

III.1.3 Caractéristiques climatiques

Le tableau ci-dessous montre les répartitions pluviométriques au Burundi en fonction du relief et des facteurs locaux.

Hauteur annuelle des précipitations pour différentes stations du Burundi :

Régions	*Altitude (m)*	*Précipitations (mm)*
IMBO	*850*	*1000*
KANYINYA	*1398*	*1095*
KUMOSO	*1400*	*1150*
NKOMA	*2000*	*1400*
INANZERWE	*2517*	*1500*
GISOZI	*2076*	*1491*
RWEGURA	*2317*	*1545*
NDORA	*2035*	*1961*
KIBUMBU, GATARA	*1850*	*1400*
RUSENGO, KARUZI	*1700*	*1200*

Tableau 9 : hauteur annuelle des précipitations pour différentes stations du Burundi

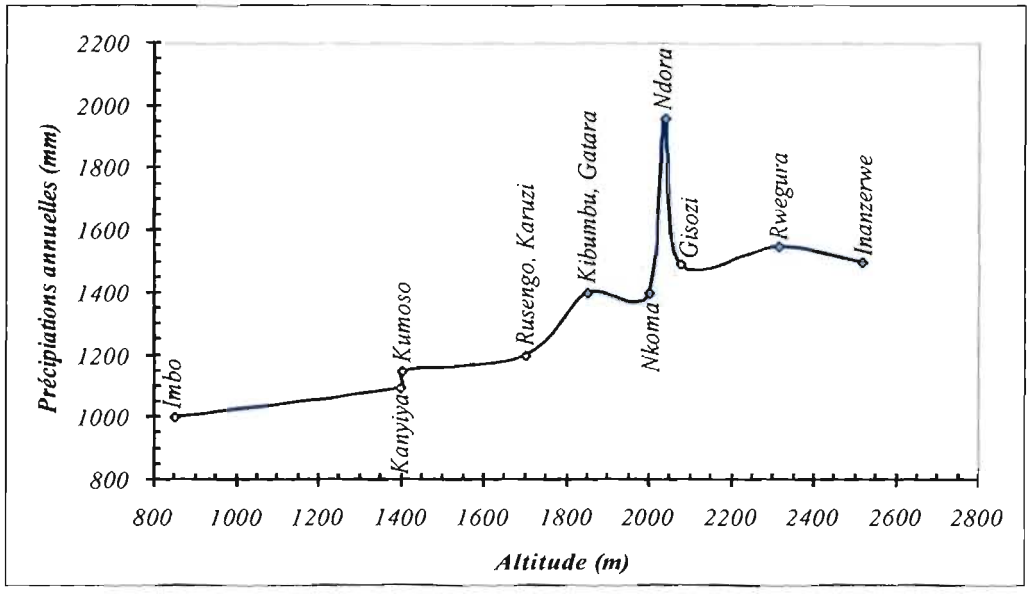


Figure 28 : Courbe des précipitations en fonction de l'altitude au Burundi

La courbe obtenue montre que la hauteur des précipitations (P) annuelles aux différentes stations croît d'une manière générale avec l'altitude (z). Nous noterons cependant :

- *la faiblesse des précipitations au fur et à mesure que la longitude augmente ;*
- *des précipitations sont exceptionnellement abondantes à Ndora.*

Hormis l'effet de micro-climat observable à Ndora (Kibira), la fonction $P = f(z)$ s'ajuste convenablement à une fonction linéaire croissante (figure 29).

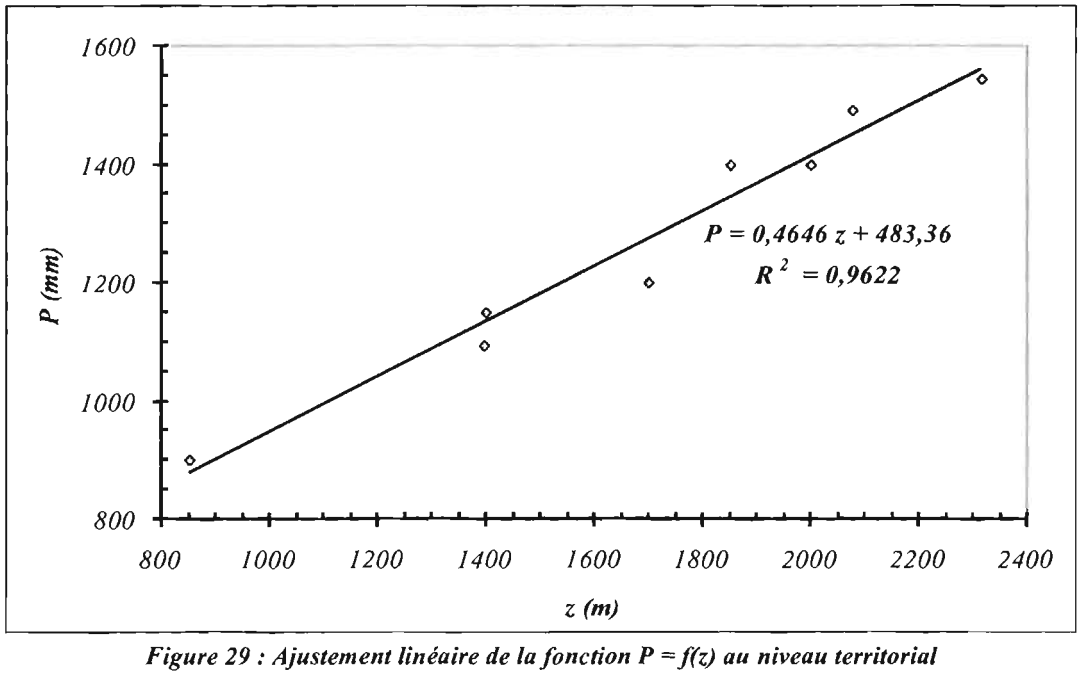


Figure 29 : Ajustement linéaire de la fonction P = f(z) au niveau territorial

Les températures quant à elles diminuent avec l'altitude. Les moyennes annuelles oscillent autour de 24°C à l'aéroport de Bujumbura (785m) et sont de l'ordre de 19° à RUSHUBI (1750m).

III.2 Données pluviométriques sur les stations de référence

III.2.1 La station de Bujumbura

La ville de Bujumbura se trouve dans la plaine de l'Imbo où la pluviométrie moyenne avoisine les 850mm par an. Le tableau ci-après donne les valeurs des précipitations (mm) mensuelles et annuelles, les $10^{ème}$ (P_{10}) et $90^{ème}$ (P_{90}) percentiles et les valeurs extrêmes pour le centre-ville de Bujumbura (altitude de 805 m)) durant la période de 1930 à 1959. Ces données montrent également que les maxima (jusqu'à *225,7 mm* par mois) sont atteints en février, mars, avril et les minima en juillet et août.

Pour la période plus récente de 1990 à 2014 (Tableau ci-après), les relevés pluviométriques ressortent une diminution des moyennes consécutives aux changements climatiques des derniers temps.

Précipitations à Bujumbura de 1990 à 2014 (station de l'aéroport)

Année	Mois												***Total annuel***
	J	*F*	*M*	*A*	*M*	*J*	*J*	*A*	*S*	*O*	*N*	*D*	
1990	*69*	*167*	*75*	*119*	*71*	*0*	*0*	*0*	*48*	*92*	*57*	*43*	*740*
1991	*46*	*128*	*132*	*94*	*72*	*6*	*8*	*4*	*14*	*111*	*80*	*111*	*803*
1992	*65*	*86*	*97*	*52*	*109*	*8*	*0*	*0*	*16*	*33*	*85*	*68*	*618*
1993	*83*	*134*	*116*	*65*	*59*	*1*	*0*	*0*	*1*	*29*	*71*	*57*	*615*
1994	*157*	*12*	*59*	*109*	*36*	*1*	*0*	*10*	*6*	*65*	*100*	*104*	*658*
1995	*29*	*140*	*20*	*105*	*51*	*10*	*0*	*0*	*7*	*67*	*55*	*42*	*526*
1996	*117*	*43*	*179*	*81*	*8*	*20*	*0*	*1*	*39*	*105*	*52*	*77*	*721*
1997	*19*	*19*	*181*	*91*	*32*	*0*	*0*	*0*	*9*	*92*	*11*	*162*	*615*
1998	*106*	*115*	*217*	*79*	*94*	*20*	*4*	*2*	*27*	*41*	*31*	*58*	*794*
1999	*66*	*14*	*147*	*93*	*25*	*0*	*5*	*30*	*60*	*48*	*128*	*160*	*776*
2000	*103*	*37*	*149*	*42*	*0*	*0*	*0*	*0*	*3*	*40*	*204*	*151*	*729*
2001	*113*	*77*	*100*	*98*	*9*	*50*	*8*	*0*	*62*	*68*	*83*	*75*	*742*
2002	*135*	*122*	*124*	*80*	*34*	*0*	*0*	*0*	*5*	*75*	*57*	*133*	*766*
2003	*47*	*61*	*101*	*68*	*25*	*2*	*1*	*3*	*55*	*78*	*68*	*38*	*545*
2004	*103*	*23*	*163*	*94*	*1*	*0*	*2*	*2*	*74*	*37*	*45*	*215*	*758*
2005	*195*	*61*	*146*	*70*	*131*	*1*	*0*	*5*	*4*	*34*	*116*	*55*	*818*
2006	*87*	*121*	*111*	*111*	*89*	*3*	*1*	*38*	*32*	*63*	*157*	*116*	*929*
2007	*143*	*82*	*87*	*150*	*22*	*11*	*52*	*7*	*30*	*113*	*63*	*95*	*854*
2008	*99*	*167*	*71*	*69*	*23*	*89*	*15*	*4*	*32*	*70*	*65*	*37*	*741*
2009	*126*	*149*	*185*	*133*	*87*	*2*	*0*	*4*	*5*	*68*	*249*	*226*	*1232*

2010	*210*	*124*	*156*	*64*	*34*	*4*	*4*	*0*	*41*	*51*	*91*	*79*	*858*
2011	*76*	*88*	*173*	*117*	*64*	*33*	*24*	*5*	*86*	*68*	*109*	*195*	*1037*
2012	*68*	*96*	*44*	*104*	*54*	*47*	*0*	*30*	*34*	*173*	*57*	*246*	*952*
2013	*92*	*66*	*86*	*113*	*38*	*0*	*0*	*14*	*79*	*12*	*60*	*123*	*683*
2014	*113*	*160*	*81*	*56*	*6*	*19*	*0*	*23*	*1*	*76*	*45*	*197*	*776*
Moy	***80***	***74***	***97***	***73***	***38***	***10***	***4***	***6***	***25***	***55***	***69***	***92***	***622***
Min	***19***	***12***	***20***	***42***	***0***	***0***	***0***	***0***	***1***	***12***	***11***	***37***	***526***
Max	***210***	***167***	***217***	***150***	***131***	***89***	***52***	***38***	***86***	***173***	***249***	***246***	***1232***

Tableau 10 : Précipitations à Bujumbura de 1990 à 2014 (station de l'aéroport)

III.2.2 Station de Buhonga

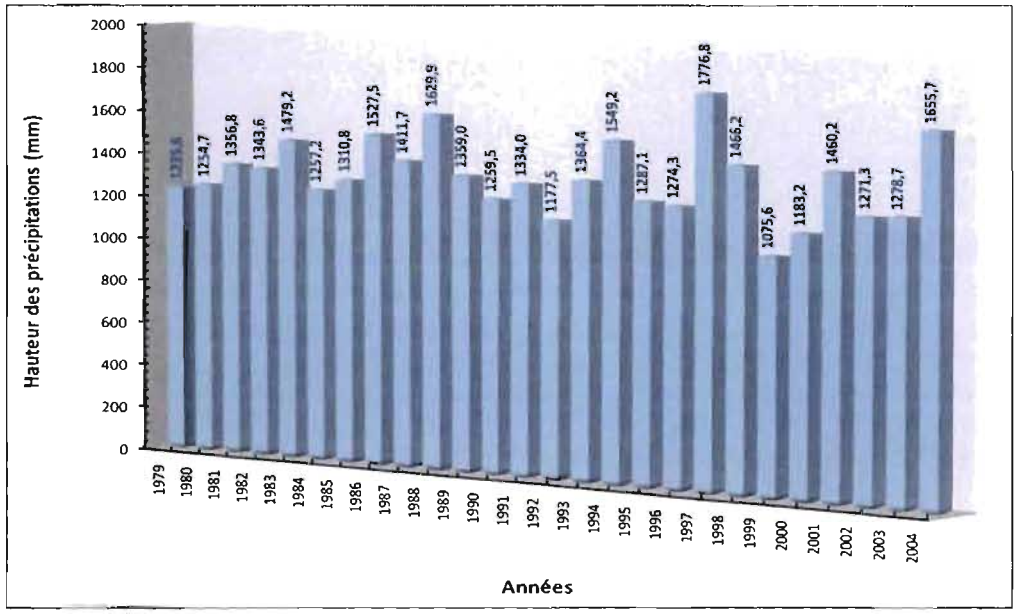


Figure 30 : Précipitations annuelles à la Station BUHONGA

Les principales caractéristiques de la pluviométrie mensuelle de la station (sur la période de 1979 à 2004) sont résumées au tableau suivant.

Valeurs caractéristiques de la pluviométrie à la station de BUHONGA

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Période
Moyenne	170,8	143,6	192,2	196,2	101,0	17,9	5,4	26,3	64,8	114,0	173,7	162,5	**1368,5**
Maxima	318,1	266,6	302,2	321,9	296,7	84,7	46,9	194,1	144,1	229,5	331,7	337,4	**1776,8**
Minima	23,6	19,4	122,7	99,1	5,1	0,0	0,0	0,0	0,0	39,0	65,1	108,7	**1075,6**
Variation	294,5	247,2	179,5	222,8	291,6	84,7	46,9	194,1	144,1	190,5	266,6	228,7	**701,2**

Tableau 11 : valeurs caractéristiques de la pluviométrie à la station de BUHONGA

III.2.3 Autres reliefs caractéristiques

Les tableaux ci-après donnent les statistiques de pluviométrie (période de 1930 à 1959) pour les autres types de relief et montrent que les principales valeurs de référence (moyennes et maxima mensuelles) augmentent évidemment avec l'altitude. Notons que le bassin versant de la Ntahangwa s'étend partiellement sur la plaine de l'IMBO et dans les contreforts des MIRWA.

Précipitations dans les zones de plateaux du Burundi

	Jan	*Fév*	*Mar*	*Avr*	*Mai*	*Juin*	*Juil*	*Aoû*	*Sep*	*Oct*	*Nov*	*Déc*	***Total annuel***
P_{min}	*17,4*	*47,7*	*52,6*	*92,3*	*37,7*	*0,0*	*0,0*	*0,0*	*1,4*	*48,2*	*54,7*	*6,7*	*904,0*
P_{10}	*26,9*	*66,0*	*59,3*	*127,1*	*77,2*	*0,6*	*0,0*	*1,9*	*17,7*	*50,0*	*62,9*	*38,7*	*983,0*
P_{moy}	*110,8*	*155,7*	*139,5*	*182,7*	*164,4*	*23,2*	*7,3*	*26,8*	*62,8*	*102,0*	*110,3*	*93,2*	*1138,7*
P_{90}	*163,4*	*177,2*	*217,8*	*267,1*	*279,1*	*79,4*	*20,4*	*57,0*	*139,6*	*145,3*	*175,8*	*161,0*	*1336,0*
P_{max}	*241,0*	*214,5*	*248,5*	*318,7*	*367,2*	*116,5*	*37,3*	*95,1*	*176,0*	*170,6*	*198,5*	*213,0*	*1408,0*

Tableau 12 : précipitations dans les zones de plateaux du Burundi

Précipitations dans les zones montagneuses du Burundi

	Jan	*Fév*	*Mar*	*Avr*	*Mai*	*Juin*	*Juil*	*Aoû*	*Sep*	*Oct*	*Nov*	*Déc*	***Total annuel***
P_{min}	*70,9*	*44,9*	*92,5*	*57,5*	*39,8*	*0,0*	*0,0*	*0,0*	*5,5*	*38,9*	*71,7*	*71,0*	*1154,0*
P_{10}	*113,0*	*97,6*	*110,2*	*154,5*	*49,3*	*0,0*	*0,0*	*1,9*	*16,3*	*78,0*	*108,4*	*120,6*	*1240,0*
P_{moy}	*166,9*	*159,7*	*195,6*	*227,6*	*120,1*	*12,0*	*6,2*	*15,7*	*63,7*	*114,8*	*174,3*	*189,4*	*1447,0*
P_{90}	*229,8*	*231,4*	*293,7*	*318,3*	*199,4*	*39,9*	*21,5*	*51,5*	*120,4*	*174,1*	*251,6*	*280,1*	*1673,2*
P_{max}	*294,7*	*247,6*	*385,8*	*324,0*	*213,3*	*56,3*	*35,9*	*74,9*	*177,0*	*194,0*	*348,2*	*349,3*	*1708,8*

Tableau 13 : précipitations dans les zones montagneuses du Burundi

III.3 Intensités des précipitations et choix de l'averse de projet

Les valeurs des tableaux et graphiques précédents donnent l'ordre de grandeur des précipitations moyennes mais ne donnent pas une idée de l'intensité des averses qui est pourtant une donnée fondamentale dans les calculs de dimensionnement des ouvrages hydrauliques d'évacuation.

Les données des intensités fournies sous forme de courbes ou d'expressions IDF sont très rares au BURUNDI. A l'heure actuelle, ces données qui devraient être élaborées au niveau de l'IGEBU sont quasiment inexistantes.

III.3.1 Zones basses

La compilation des données issues de statistiques fiables (tableaux ci-après) de la station du Centre Ville permet d'établir les courbes IDF représentées sur le graphique ci-dessous.

Valeurs IDF des précipitations à Bujumbura (Station centre-ville)

T (Années)	t (minutes)							
	10	20	30	40	50	60	70	80
2	98	82	67	57	48	41	36	34
10	135	113	93	80	67	57	50	48
20	164	129	106	90	78	69	62	57

Tableau 14 : Valeurs IDF des précipitations à Bujumbura (Station centre-ville)

La figure 31 représente les mêmes données que nous avons ajustées à un modèle, plus pratique, incluant à la fois le temps de retour et la durée des précipitations. Les valeurs des paramètres d'ajustement a, b, c et d sont donnés au tableau ci-dessous.

Coefficients d'ajustement des courbes IDF à Bujumbura

a	b	c	d
2845,00	0,22	24,00	0,98

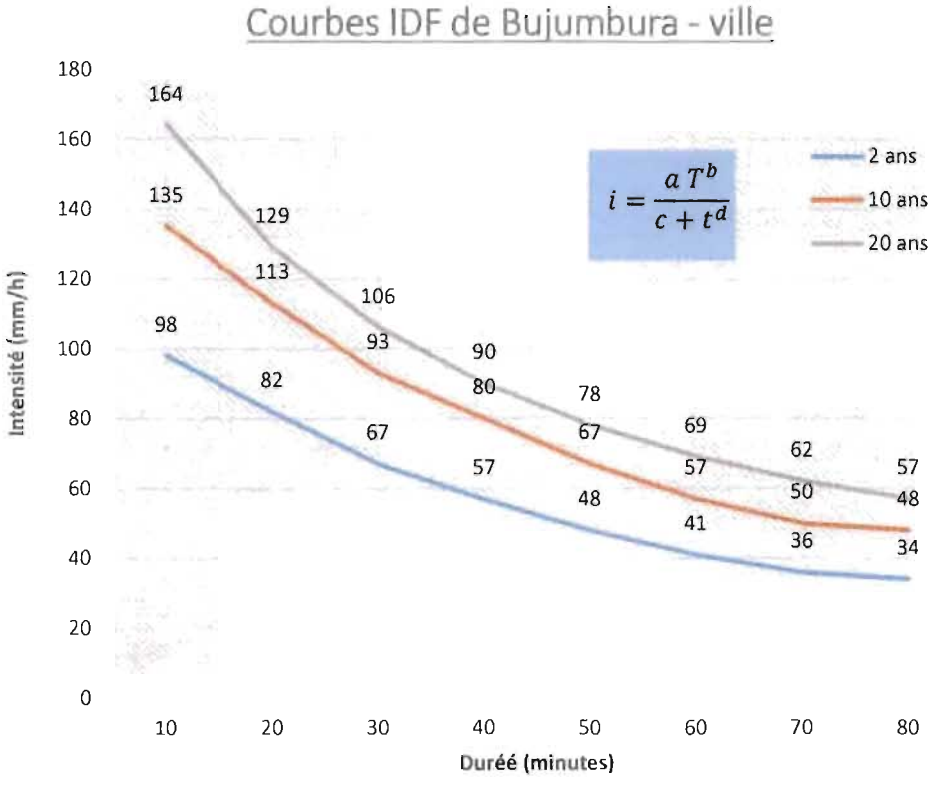


Figure 31 : Courbes IDF de la ville de Bujumbura

L'erreur souvent commise par les bureaux d'études qui exploitent les données de l'IGEBU est de confondre ces pluies journalières à des pluies d'une durée de 24 heures. Ces pluies sont dites journalières par le simple fait que les relevés sont journaliers alors que leurs durées varient d'un cas à l'autre.

III.3.2 Zone d'altitude

L'observation de la pluviométrie et des relevés pluviométriques montre que l'intensité des précipitations suit une loi inverse de celle des hauteurs moyennes, c'est-à-dire qu'elle diminue avec l'altitude. Les précipitations journalières maximales probables (mm/jour) calculées pour les deux autres types de relief sont données ci-dessous. Ces valeurs permettront par la suite d'apprécier la pluie de projet à adopter dans les calculs hydrologiques du bassin versant.

Intensité des précipitations en fonction du relief

Relief	*Période de retour*		
	10	*25*	*50*
Plateaux	*77*	*89*	*98*
Zones montagneuses	*71*	*80*	*86*

Ta Tableau 15 : intensité des précipitations en fonction du relief

III.3.3 Averse de projet

Estimation du temps de concentration

A (km²)	*I (%)*	*L (km)*	*Tc (h)*				
			KIRPICH	*PASSINI*	*J&C*	*SCS (CN = 85)*	*BRANSBY*
115,30	*7,27*	*24,28*	*2,119*	*5,645*	*5,452*	*5,526*	*6,088*

Tableau 16 : estimation du temps de concentration

Le temps de concentration du BV peut être estimé à six heures, ce qui correspond à une vitesse moyenne de ruissellement de l'ordre de 1,15 m/s.

En utilisant l'expression IDF de la ville de Bujumbura, on aurait :

Intensité des précipitations selon la loi IDF de Bujumbura

A	*b*	*C*	*D*	*T (années)*	*t (min)*	*i (mm/h)*
2845,00	*0,22*	*24,00*	*0,98*	*25*	*120*	*43,41*

Tableau 17 : Intensité des précipitations selon la loi IDF de Bujumbura

Intensité moyenne de la pluie de projet

Sachant d'avance que la surface du bassin versant de Ntahangwa va au-delà de bujumbura, il nous est impossible d'appliquer les résultas de l'intensité des précipitations selon la loi IDF de Bujumbura à toute la superficie de ce bassin versant ;

Vue aussi que les données des intensités fournies sous forme de courbes ou d'expressions IDF sont très rares au BURUNDI. A l'heure actuelle, ces données qui devraient être élaborées au niveau de l'IGEBU sont quasiment inexistantes ;

Vue que l' intensité des précipitations selon l'IDF de Bujumbura est très grandes ;

Nous avons jugé d'adopter comme intcsité moyenne de la pluie de projet 30 mm/h laquelle donne après calcul, un débit proche du debit maximum jaugé jusqu'aujourd'huit par la station de jaugeage de la Ntahangwa.

III.4 Calcul du débit de projet

III.4.1 Prise en compte de la forme du bassin versant

Superficie du bassin versant aux principaux exutoires

Point / Exutoire	*Superficie du bassin versant (km²)*
Lac	*118,63*
Pont BRARUDI	*118,29*
Pont Peuple MURUNDI	*115,30*
Collecteur KIGOBE	*113,27*

Tableau 18 : Superficie du bassin versant aux principaux exutoires

III.4.2 Débits de crue aux principaux exutoires

Les débits de projet aux exutoires situés dans la partie urbaine du cours d'eau tiennent compte de l'augmentation du coefficient de ruissellement dans les différents quartiers afférents au bassin versant.

Exutoire	*Superficie du bassin versant (km²)*	*Débit de projet (m³/s)*
Pont BRARUDI	*118,29*	*141,64*
Pont Peuple MURUNDI	*115,30*	*138,36*
Collecteur KIGOBE	*113,27*	*136,07*

Tableau 19 : Débits de crue aux principaux exutoires

III.5 Considérations hydrodynamiques

III.5.1 Nature des matériaux du lit et des berges

Dans la zone de projet, les berges sont constituées par une stratification de dépôts alluvionnaires avec des horizons sablo-graveleux et des intercalations tantôt sablo- argileuses, tantôt graveleuses. Les valeurs moyennes résultant des essais géotechniques sont données au ci-dessous

	Stabilité		*Diamètres caractéristiques (mm)*			
Matériaux	*Cohésion (KPa)*	*Angle frottement (°)*	d_{15}	d_{50}	d_{65}	d_{90}
Berges	*12*	*30°*	*0.008*	*0.030*	*0.450*	*2.000*
Sédiments	*0*	*35°*	*4*	*28*	*40*	*70*

Tableau 20 : Nature des matériaux du lit et des berges

III.5.2 Rugosité

La rugosité d'un cours d'eau naturel à lit constitué de matériaux non ou peu cohérent peut être estimée par la formule de Strickler :

$$K_{st} \approx 26\left(\frac{1}{d_{65}}\right)^{\frac{1}{6}} = 30\frac{m^{\frac{1}{3}}}{s} \qquad (3.1)$$

III.5.3 Pré-dimensionnement selon les critères de stabilité naturelle du cours d'eau

La stabilité du lit d'un cours d'eau peut être évaluée à partir de deux critères :

- *La vitesse critique ou*
- *La tension critique de frottement.*

a) *Vitesse critique*

d_{50} (mm)	v_{cr} (m/s)	Débit de projet (m^3/s)		Section requise (m^2)	
		Amont	Aval	Amont	Aval
0.030	0.30	125.20	138.36	417.33	461.20

Tableau 21: vitesse critique

Selon ce critère, les sections requises pour éviter l'érosion du lit sont irréalisables. La stabilisation artificielle du cours d'eau est donc impérative

b) *Tension critique*

φ (°)	θ (°)	d_{50} (mm)	ρ_s (kg/m^3)	$\tau_{0,cr}$ (N/m^2)	$\tau^b_{0,cr}$ N/m^2)	Re^*	λ	I (%)	$H_{max,1}$ (m)	$H_{max,2}$ (m)
30	25	0.03	2650	0,053	0,016	162	>10	0,0144	7,86E-05	4,20E-05

Tableau 22 : Tension critique

D'après le critère de la tension critique, il faudrait une section d'écoulement de hauteur infinitésimale et partant de largeur de plusieurs kilomètres pour assurer la stabilité du cours d'eau. La stabilisation du cours d'eau s'impose.

Paramètre	Signification	Expression
φ	*Angle de frottement*	
θ	*Angle de talus (berges)*	
d_{50}	*Diamètre moyen des grains*	
ρ_s	*Masse volumique des grains*	
$\tau_{0,cr}$	*Tension critique sur le fond*	$\tau_{0,cr} = 0{,}06(\rho_s - \rho_e)gd_{50}$
$\tau^b_{0,cr}$	*Tension critiquee sur les berges*	$\tau^b_{0,cr} = \tau_{0,cr}\sqrt{1 - \frac{sin^2\theta}{sin^2\varphi}}$
Re^*	*Nombre de Reynolds de frottement*	$Re^* = \frac{d_{50}}{\vartheta}\sqrt{\frac{\tau_0}{\rho_e}}$
υ	*Viscosité cinématique de l'eau*	
λ	*Rapport de gabarit*	$\lambda = \frac{b}{H}$
B	*Largeur de fond*	
H	*Profondeur d'écoulement (tirant d'eau)*	
I	*Pente de fond du cours d'eau*	

$H_{max,1}$	*Hauteur d'eau maximale selon la tension maximale critique de fond*	
$H_{max,2}$	*Hauteur d'eau maximale selon la tension maximale critique sur les berges*	
v_{cr}	*Vitesse critique d'érosion*	

III.5.4 Dimensionnement du canal (cours d'eau recalibré)

Les options constructives qui tiennent compte des matériaux et des impératifs du terrain sont données dans le tableau ci-dessous.

Options	1	2	3	4
	Parois maçonnées et radier (fond) en moellons serrés	*Parois bétonnées et radier (fond) en moellons serrés*	*Parois maçonnées et radier (fond) bétonné*	*Parois et radier bétonnés*
Rugosités (K_{st})	*45*	*55*	*60*	*70*

Tableau 23 : rugosités tenant compte des matériaux et des impératifs du terrain

<u>Evolution géomorphologique de la Ntahangwa</u>

L'analyse des documents anciens et récents (photographies aériennes, cartes topographiques et images satellites Ikonos, Quickbird et orthophotoplane 2012) a permis de suivre la dynamique des berges le long de la Ntahangwa.

Ainsi, il a été dégagé l'allure du lit de la Ntahangwa et les traces de talus d'éboulement vers 1984, 1994, et 2008 et cela entre le pont du Ntahangwa-Bd du 28 Novembre (partie amont) et celui de Ntahangwa-Boulevard du Peuple Murundi (partie Aval) (Figures 32, 33, 34 et 35).

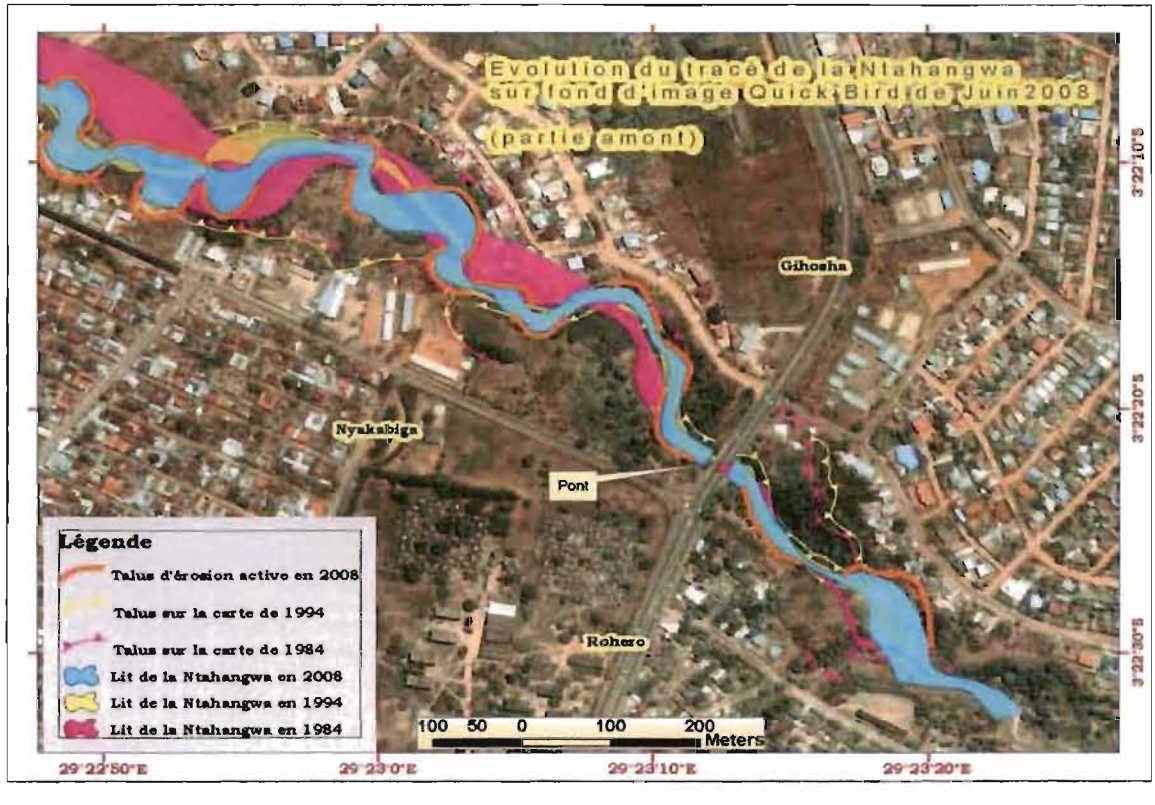


Figure 32 : Evolution de la Ntahangwa partie amont (juin 2008)

En amont du pont, on note l'éboulement de Kasoko à Mutanga Nord . En aval du pont, de nombreux éboulements consécutifs à l'érosion latérale se voient tant du côté de Kigobe que du côté de Nyakabiga.



Figure 33 : Evolution de la Ntahangwa entre Nyakabiga et Kigobe (juin 2008) (GEOCI)

Le long de la Ntahangwa entre Nyakabiga et Kigobe, on note des talus d'éboulement haut d'une quinzaine de mètres du côté Nyakabiga et de quelques mètres du côté Kigobe.

Dans cette zone, la rivière présente une grande divagation latérale de son lit mineur qui se traduit par un élargissement du lit majeur dont les bords sont matérialisés par la limite des talus anciens à récents.

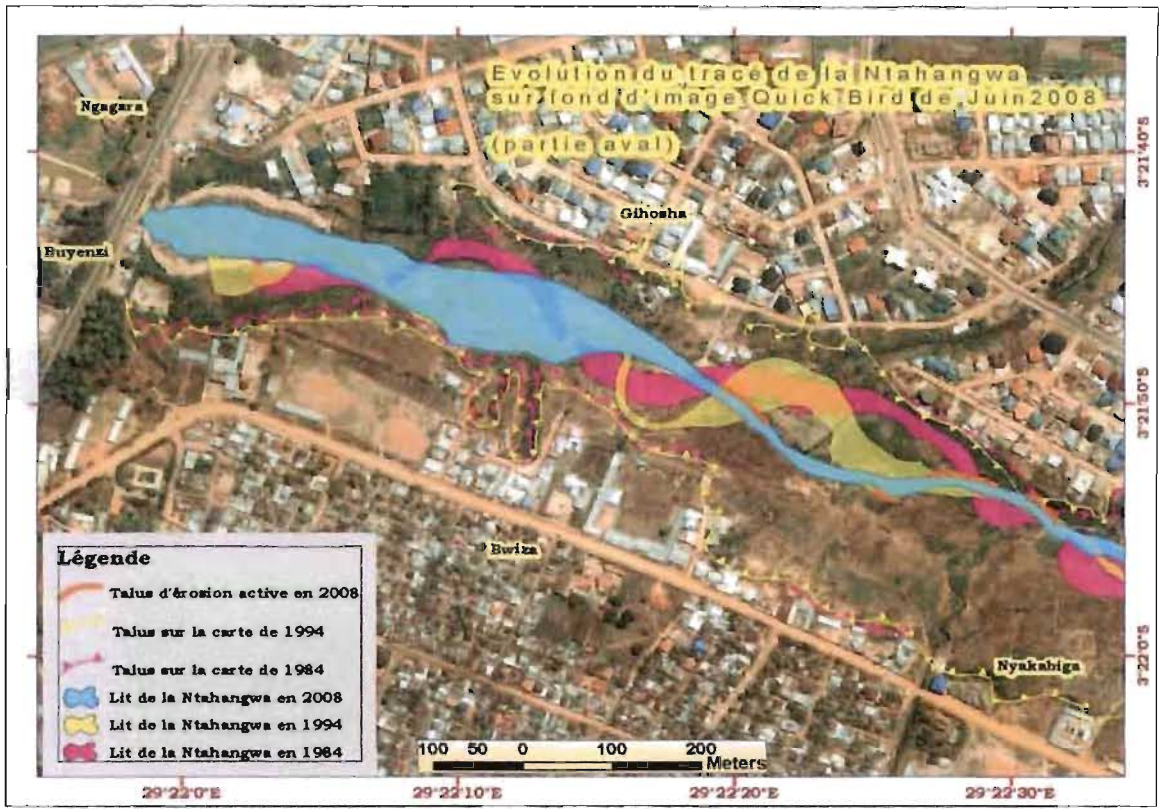


Figure 34 : Evolution de la Ntahangwa partie aval (juin 2008)

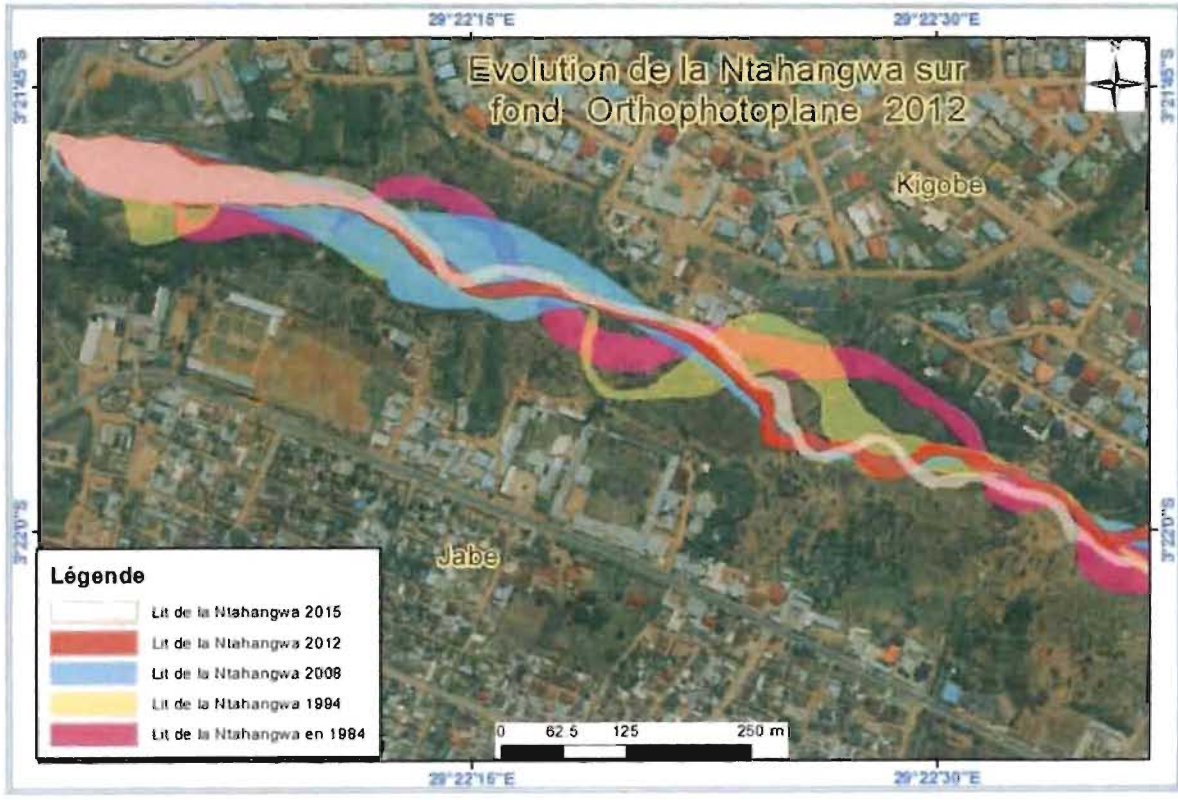


Figure 35 : Evolution de la Ntahangwa partie aval (décembre 2015)

Entre Jabe et Kigobe, la divagation reste importante mais le dénivelé entre le fond du lit de la rivière et le haut des berges est modeste (de l'ordre de 3 mètres). Suite à la réduction de la vitesse d'écoulement et à l'élargissement du lit de la rivière, l'alluvionnement des dépôts sablo-graveleux devient important.

III.6 Conclusion

En conclusion, la rivière Ntahangwa montre une grande variation de son tracé qui est bien visible si on compare les informations géomorphologiques relevés sur les cartes, photographies aériennes et images satellitaires.

Les différents talus correspondent à des zones d'éboulements anciens et récents. Si rien n'est fait, la rivière peut changer à son gré de lit jusqu'à menacer les constructions situées à une distance actuellement supérieure à 100 mètres.

Etant donné que la divagation qui s'accompagne d'érosion latérale comme on l'observe sur tout son tracé, la meilleure solution de stabilisation devrait se faire sur les deux berges et sur toute sa longueur.

Afin d'éviter une augmentation de vitesse, on devrait éviter de réduire son lit d'écoulement et garder une allure sinueuse qui épouse grosso modo sa forme actuelle sauf aux endroits fortement menacés.

IIIème PARTIE :ETUDES GEOTECHNIQUES

CHAPITRE IV. ETAT DE CONNAISSANCE SUR LES ELEMENTS DE LA MECANIQUE DE SOL

IV.0. Introduction

La mécanique des sols est une science qui étudie l'ecorce terrestre plus spécialement du point de vue d'ingénieur, c'est-à-dire de l'art de construire. Elle s'occupe principalement de l'etude des résistances et des déformations des sols sous des sollicitations internes et externes.

IV.1. Instabilité des berges

IV.1.1 Définitions

Les versants naturels instables sont des zones naturelles susceptibles d'être le siège du désordre par le mouvement du sol et du sous-sol. Ces mouvements du sol peuvent provenir soit :

- *Des facteurs naturels dans lesquels on peut citer les effets :*

  - De l'eau (eau de ruissellement, eau de pluie, écoulement en profondeur, nappe perchée, ...)
  - De la topographie
  - De la géologie (perméabilité des sols)
  - Des séismes exceptionnels

- *Des facteurs humains tels que*

  - La construction d'un remblai sur versant
  - La création d'un déblai occasionnant des glissements régressifs et des glissements d'ensemble par suppression de la butée de pied.
  - L'aménagement des zones d'irrigation
  - Le déboisement, le feu de brousse entrainant l'érosion des sols

Ces mouvements intéressent des glissements nouveaux ou des reprises des glissements anciens.

IV.1.2. Description et classification des mouvements de terrains

A. Description

Avant de présenter la classification des mouvements de terrain adoptée par la société international de géologie et de l'ingénieur, l'on précisera la nomenclature relative aux divers éléments d'un glissement de terrain.

On appelle :

*- **Escarpement principal :** la surface inclinée, verticalement souvent concave, limitant le glissement à son extrémité supérieure et prolongé en profondeur par la surface de glissement ;*
*- **Pied :** l'interaction avale de la surface topographique initiale ;*
*- **Tête :** le matériau glissé se trouvant en contact avec l'escarpement principal ;*
*- **Escarpement secondaire :** la cicatrice semblable à l'escarpement principal mais visible dans la masse remaniée ;*
*- **Couronne :** la zone située au-dessus de l'escarpement principal, sauvent peu affectée par le désordre ;*
*- **Elément :** la fraction de la masse glissée située entre deux escarpements.*
*- **Flanc :** la limite latéral du glissement prolongeant l'escarpement principal ;*
*- **Pouce :** l'extrémité du bourrelet ;*

- *Surface de rupture ou de glissement : la surface séparant la masse glissée des terrains en place.*

- ***Fissures et crevasses :*** *les ruptures au sein des matériaux se manifestant par des fentes d'importance et de formes diverses suivant leurs positions.*

On distingue trois types de fissures :

- *Les fissures de traction,*
- *Les fissures de cisaillement,*
- *Les fissures de compression.*

B. Classifications des mouvements de terrain

L'on distingue quatre grandes familles :

- Les écroulements,
- Les glissements,
- Le fluage,
- Les coulées.

B.1. Les écroulements

Les écroulements sont des chutes soudaines des masses rocheuses importantes. Certains écroulements peuvent être associés à des glissements au niveau des bancs rocheux. Les différents écroulements souvent rencontrés sont :

- Ecroulement rocheux de falaise où il existait déjà un réseau de diaclases importantes
- Ecroulement ou effondrement : une partie du massif rocheux est mise en surplomb par érosion des couches sous-jacentes se sépare du massif initial par manque de support puis s'écroule en entraînant des blocs de dimensions parfois considérables (cas des falaises de calcaire sur du gré tendre).

B.2 Les glissements de terrain

En plus de l'érosion superficielle et de l'infiltration de l'eau, l'instabilité des terres en général et des berges en particulier peut être provoquée par les glissements.

B.2.1 Définition

Les glissements de terrain sont des mouvements de masses qui se développent dans des matériaux meubles.

Il est possible de classer les glissements de terrain en deux grandes familles sous l'angle rhéologique.

1°) les glissements proprement dits qui se caractérisent par l'apparition de surfaces de cisaillement relativement bien définies à l'intérieur du milieu.
Le phénomène peut alors être étudié à partir d'un calcul de stabilité dénommé calcul à la rupture, qui repose sur l'application de la loi de coulomb aux surfaces de cisaillement.

La forme des surfaces de rupture observées permet de classer ces glissements en trois catégories :

a) Le glissement plan

En général, la ligne de rupture suit une couche de mauvaise caractéristique sur laquelle s'exerce d'ailleurs souvent l'action de l'eau.

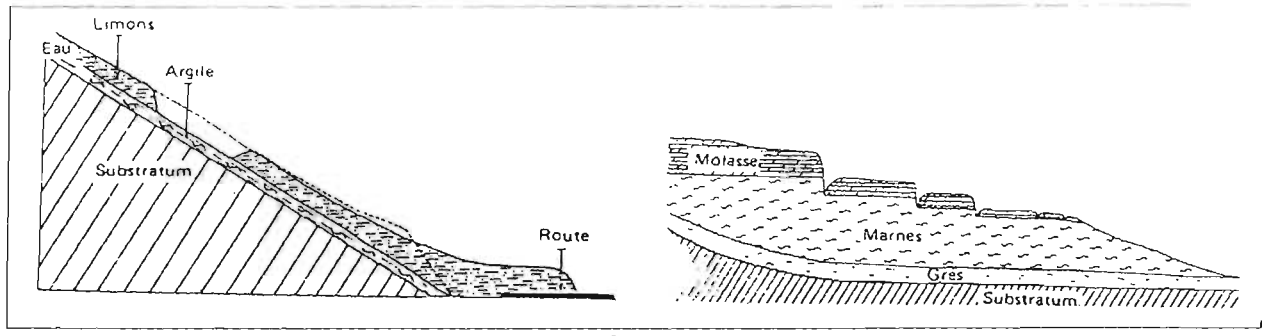


Figure 36 : Glissements plans

b) Glissements rotationnels

Ils sont caractérisés par un basculement de la masse glissée (Fig. 38), le long d'une "surface de rupture" dont la forme est parfois assimilable à un cylindre à directrice circulaire, c'est le cas en particulier des ruptures de remblais sur sols mous et de déblais en sols homogènes.

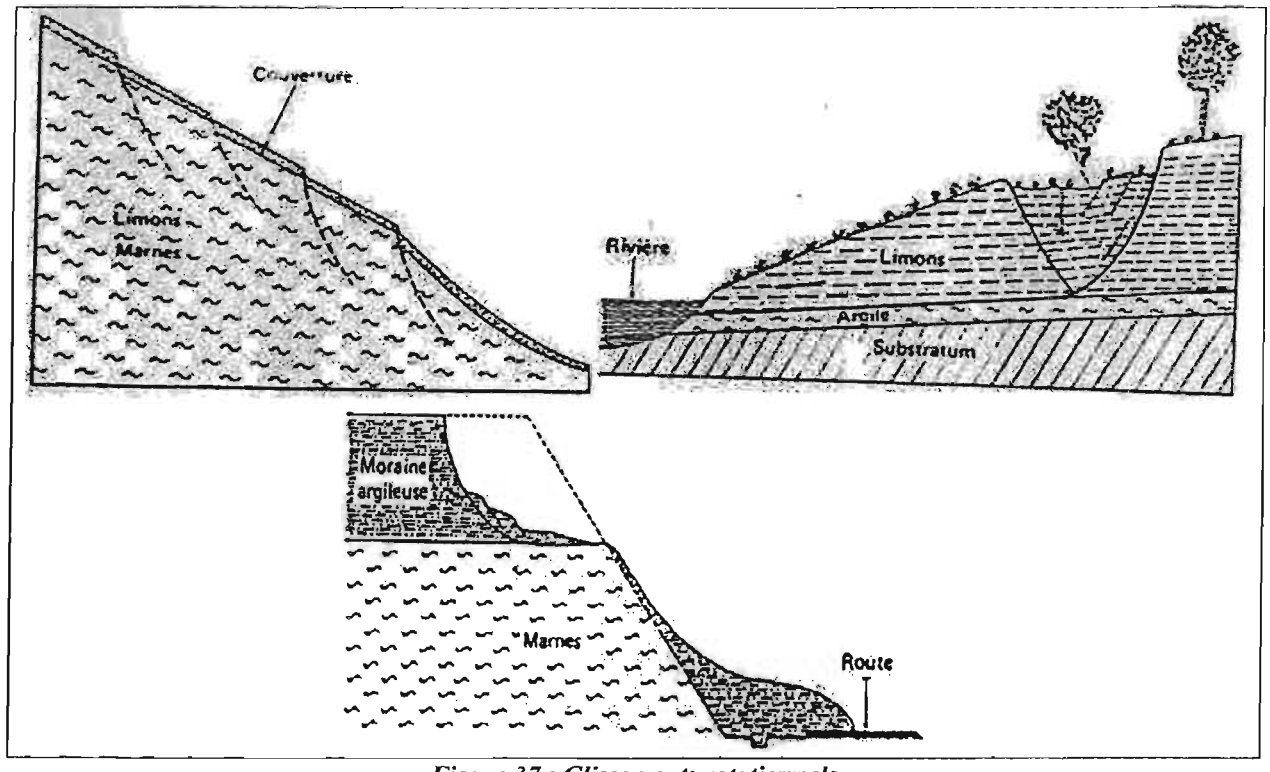


Figure 37 : Glissements rotationnels

c) les glissements rotationnel complexe

Lorsque le sol est hétérogène, ou anisotrope, il peut y avoir formation de glissements "complexes", dont certaines parties correspondent à des mouvements rotationnels et d'autres à des mouvements plans. C'est le cas, en particulier, des remblais sur versants (Fig. 38).

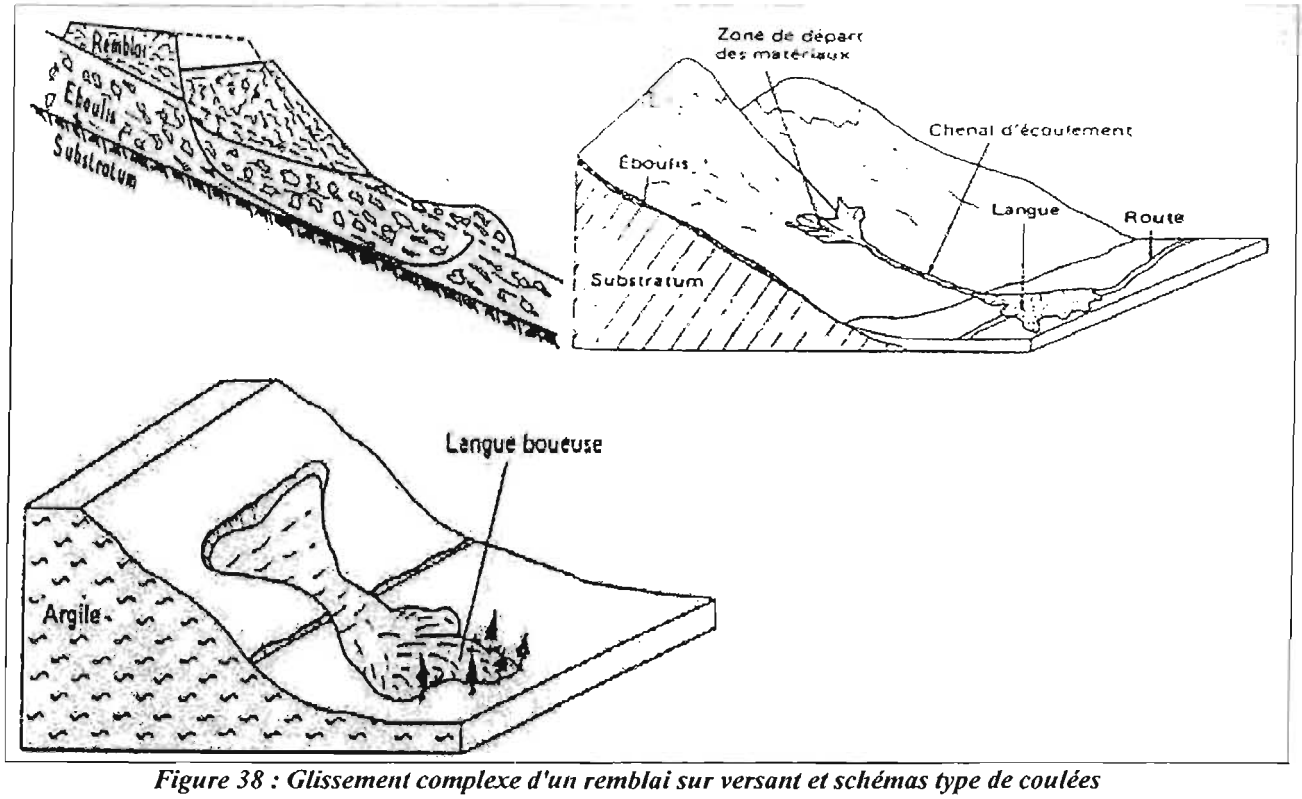


Figure 38 : Glissement complexe d'un remblai sur versant et schémas type de coulées

2°) Les fluages et les coulées boueuses qui se caratérisent par une déformation et un écoulement de type visco – plastique ou fluide. Il ne peut être question d'étudier, ces phénomène à partir d'un calcul à la rupture qui implique le cisaillement de milieu le long d'une surface précise.

La majorité des glissements observés se rattache assez correctement à l'une des deux familles précedentes, la prémière étant la plus répendue.

Les fluages peut être déclenché par un terrassement. Ainsi si une fouille est ouverte en pied de versant, la position du plan de glissement dépend en partie de la profondeur de la fouille.

Avec un peu d'habitude, le repérage direct des limites approximatives d'un glissement est relativement aisé. Par contre, la position en profondeur de la surface de glissement reste inconnue et toute estimation jugée à son propos est hasardeuse.

Son répérage précis est pourtant essentiel puisqu'elle délimite le volume en mouvement et permet donc d'apprécier son ampleur et le mécanisme auquel on est confronté. Nous verrons que seul une campagne de sondange et d'essais très soignée peut permettre de connaitre la position exacte de la surface de glissement.

Le processus des ruptures en chaine permet d'expliquer l'aggravation rapide et parfois catastrophique qui fait suite à un premier glissement peu important qui n'a pas été traité à temps.

Soulignons, tout l'intérêt qu'il y a à ne pas faire confiance à la nature pour reconstituer d'elle même un équilibre rompu.

Pendant longtemps, la difficulté du calcul manuel imposait l'hypothése de ruptures de géométrie simple. Le développement des logiciels permet maitenant et permettra de plus en plus de s'affranchire de cette schématisation et donc de serner de plus prés la géométrie complexe de la plupart des ruptures.

IV.2. Les principales causes de glissement de terrain

Les glissement de terrain a rarement une cause unique. C'est le plus souvent l'action conjointe de plusieurs facteurs négatifs qui déclenche un glissement, l'un de ces facteurs intervenant seul n'aurait en général rien produit.

C'est seulement losque les causes d'un glissement sont clairement établies qu'il devient possible d'examiner avec quelque chance de succés, les dispositions confortatives capables de redonner au site sa stabilité.

Les causes envisageables dans l'étude d'un glissement de terrain peuvent se rattacher à trois catégories :

1°) la nature des terrains constituant le site, et plus généralement, l'ensemble des données géologiques et géotechniques qui caractérisent ces terrains ;

2°) les diverses formes d'action de l'eau :

- *Action rhéologiques sur le milieu*
- *Pression interstitielle*
- *Pression de courant*

3°) les actions mécaniques externes :

- *Pente du versant*
- *Fouilles et affouillements de pied*
- *Surcharges des pente ou de crête*
- *Deboisement*
- *Séismes, et plus*

Focalisons nous sur les diverses formes d'action de l'eau et les actions mécaniques externes

IV.2.1. Les diverses formes d'action de l'eau

a) Divers provenances de l'eau

- *La pluie et les eaux de ruisellement*
- *Les nappes aquifères*
- *Le gel qui selon les régions et l'altitude*
- *La mer et les rivières*
- *Les eaux provenent des ouvrages construits par l'homme*

NB : l'affouillement s'apparente pour un versant, à la suppresion de la butée de pied mais aussi notons que les altermances d'humidification et de déssechement des matériaux favorisent activement la dégradation du pied des versants.

b) Actions rhéologiques de l'eau

Pour beaucoup de sols, mais surtout pour les sols fin et argileux l'apport d'eau entraine une baisse de résistance du milieux.

- *Réduction de caractéristique mécaniques*

La valeur de l'angle de frottement φ d'un milieu pulvérulent n'est pratiquement pas modifiée par l'accroissement de la teneur en eau. Par contre, pour le milieux argileux, cet accroissement entraine systématiquement une reduction des caractéristiques φ et C, et donc de la résistance au cisaillement.

- *Réduction de la consistance*
- *Ramolissement d'origine chimique*

Certaines eaux vannes (savons détergents, ect...) déversées dans des puisards peuvent aussi défloculer l'argile et y déclenche des glissements de terrain.

Dans ces échanges, l'eau d'imbibition joue le rôle de véhiculer des éléments chimiques et celui de bain des réactions électrolytiques.

c) Effets de la pression interstielle

Comme l'a souligné Terzaghi, la résistance au cisaillement d'un sol depend de la contrainte normale effective σ', c'est-à-dire de la contrainte normale σ de la quelle on déduit pression interstitielle u de l'eau qui sature le milieu.

Ainsi la loi de coulomb doit s'écrire.

$$\tau = (\sigma - u)\tan\varphi \quad \rightarrow \text{pour les sols pulvérulents} \tag{4.1}$$

$$\tau = c + (\sigma - u)\tan\varphi \rightarrow \text{pour les sols cohérents} \tag{4.2}$$

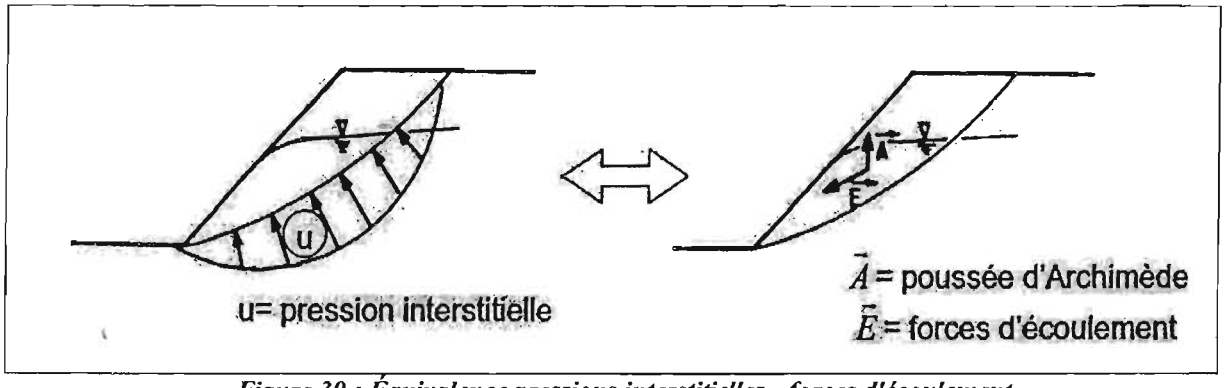


Figure 39 : Équivalence pressions interstitielles - forces d'écoulement

La pression interstitielle peut trouver son origine :

- *Dans une simple accumulation d'eau à l'arrière d'une structure imperméable ;*
- *Dans une nappe aquifère qui filtre dans le terrain ;*
- *Dans l'application brutale d'une surcharge ou l'effet d'un choc sur un mileu saturé (vibration, séisme)*

Rappelons que lorsqu'une nappe aquifère filtre dans les vides d'un terrain meuble, les particules solides du milieu sont soumises à deux forces de volume : la poussée d'Archimède et la pression de courant.

IV.2.2. Les facteurs mécaniques

a) Rôle de la pente des talus et des versants

Les versants naturels sont soumis à l'action des deux phénomènes : désagrégation de surface et glissement de masse. << Cette pente d'équilibre naturel >> existe incontestablement pour les versants occupés par des cônes d'éboulis rocheux.

Retenons que pour les versants argileux, la notion de << Cette pente d'équilibre naturel >> n'a pas de sens puisqu'elle dépend essentiellement de la teneur en eau du milieu.

Or cette teneur varie en fonction notamment des cycles pluviométriques.

b) Suppression de la butée de pied d'un versant

Au plan mécanique le phénomène est simple si $\vec{B}$ est la butée de pied (Figure 40) fournie par de terre (b) ; l'élimination de ce coin réduit de la valeur B*d, le couple stabilisateur qui agit sur la masse de terre (M) en équilibre limite sur le cercle de glissement (C).

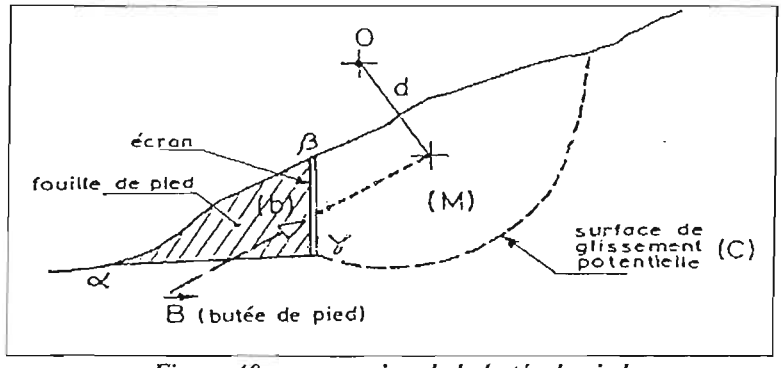


Figure 40 : suppression de la butée de pied

En plus de cette action mécanique, l'en taille du coin (b) favorise le drainage des eaux qui s'écoulent dans le versant. La suppression de la butée de pied peut avoir plusieurs origines :

- *Par terrassement*
- *Par affouillement ou érosion régressive*

Dans les vallées, il arrive qu'en période de crue, la rivière affouille les berges dans les boucles concaves. Cette érosion entraine une suppression de la butée de pied ; elle est à l'origine de glissements de grande ampleur dans les régions montagneuses.

Retenons que ces glissements sont d'ailleurs souvent endémiques et évolutifs.

En effet, les terres qui glissent étant au fur et à mesure évacuées par les eaux, le processus n'a aucune raison de s'arrêter.

Par ailleurs, les fortes pluies, qui sont à l'origine d'une crue, détrempent également les terrains du site lui-même, et donc les rendent dans le même temps plus vulnérables au glissement.

- *Par dragage*

Au plan mécanique le dragage s'apparente à une réduction de la butée de pied de la berge. Il convient de noter que les désordres peuvent se manifester à plusieurs dizaines de métrés de la zone draguée.

Tout projet de dragage doit donc faire l'objet d'une étude très soignée et d'un calcul de stabilité. Ce calcul révèle en général que le coefficient de sécurité du site décroit en fonction de la profondeur de la fouille draguée et atteint la valeur fatidique l pour une profondeur de dragage bien défini au-delà de laquelle la rupture d'ensemble devient inévitable.

La combinaison de ces facteurs a généralement des effets catastrophiques, tel est le cas de notre zone l'étude.



Figure 41 et 42' :(illustration des berges situées en amont du pont chaussée peuple Murundi).



Figure 42, 43' et 43'' : illustration un mur de soutènement érigé il y a environ dix ans mais emporté par la rivière Ntahangwa avec comme cause principale : l'affouillement de pied du mur en question.



Figure 43 et 44' : Photos illustrant les glissements produits en aval du chassée 28 novembre donc la cause principale est la suppression de la butée de pied de la berge.

IV.2.3. Les séismes et les vibrations

L'effet d'un séisme peut être d'ordre purement mécanique (apparition d'une surface de cisaillement par dépassement de la résistance du milieu).
Nous savons également que dans les milieux meubles saturés, un séisme comme toute vibration, donne aussi naissance à une pression interstitielle qui peut entrainer la liquéfaction instantanée, partielle ou totale du milieu.

IV.3. Les calculs de stabilité

IV.3.1 Objectifs et principes de base d'un calcul de stabilité

Un calcul de stabilité peut être effectué sur un versant dans deux circonstances biens distinctes : avant ou après apparition de glissements.

a) Sur un versant apparemment stable

L'objectif d'un calcul de stabilité est de définir la surface de glissement qui parmi l'infinité de surfaces de ruptures envisageable, aurait le plus de chances d'apparaître.
La méthode de calcul consiste par tâtonnements à tester le plus grand nombre de surfaces de rupture possible.
Chaque surface testée nécessite donc un calcul de stabilité. Après un nombre suffisant ainsi testées, la plus petite des valeurs de F_s obtenues, définit le coefficient de sécurité du site étudié.
La surface testée qui lui correspond, est donc la surface de rupture la plus probable pour le site considéré.
Ainsi, le calcul de stabilité préalable à toute rupture effective permet :

- *D'apprécier la marge de sécurité dont dispose le versant considéré vis-à-vis de la rupture ;*
- *De définir la zone la plus menacée du site et la géométrie d'une rupture éventuelle ;*
- *D'examiner le risque associé à la réalisation sur ce site de certaines travaux (terrassements, constructions, etc.) les quels vont nécessairement modifier la valeur du coefficient de sécurité qui a été défini pour de versant vierge.*

b) Sur un versant où un glissement est apparu

Le calcul de stabilité permet de chiffrer la valeur de F_s correspondant à la rupture observée, et donc d'apprécier la marge qui sépare l'état actuel du versant de l'état d'équilibre.

c) Les deux méthodes d'études de la stabilité

Elles sont nettement distinctes dans leur approche du problème :

- *Le calcul à la rupture. Ce mode calcul suppose que le terrain se comporte comme un solide rigide plastique et obéit aux lois classiques de la rupture par cisaillement.*
- *La méthode par éléments finis. Il s'agit d'une méthode de calcul numérique de type variationel qui a d'abord été utilisée dans l'industrie aéronautique.*

d) Schéma de base d'une rupture rotationnelle

Qu'il s'agisse d'une méthode ou d'une autre, le calcul à la rupture est basé sur le schéma général suivant (fig.44) ; sous l'action des forces qui lui sont appliquées, une masse de terre (*I*) se met en mouvement par rapport à une masse (*II*) qui elle reste fixe. Une surface de rupture continue *CMD* prend naissance quand en tous ses points, la résistance au cisaillement du terrain a été atteinte.

Au moment de l'amorce du glissement, la masse (I) est donc en équilibre limite sur l'assise (II) par l'intermédiaire de la surface CMD.

Ainsi, en se plaçant au moment où l'équilibre est limite, le calcul de stabilité consiste donc à étudier l'équilibre du corps (I) sous l'action des diverses forces qui lui sont appliquées.
La ligne de rupture ayant souvent une << allure circulaire >>, les ruptures sont alors dites << rotationnelles >>.

La plupart des méthodes de calcul qui ont été élaborées à partir de ce schéma, admettaient d'ailleurs que (CMD) est effectivement un arc de cercle.
Vue la complexité de calculs, seul l'ordinateur permet de << tester >> en quelques minutes plusieurs centaines de lignes de rupture, et d'attribuer à chacune d'elles la valeur du coefficient de sécurité qui lui correspond.

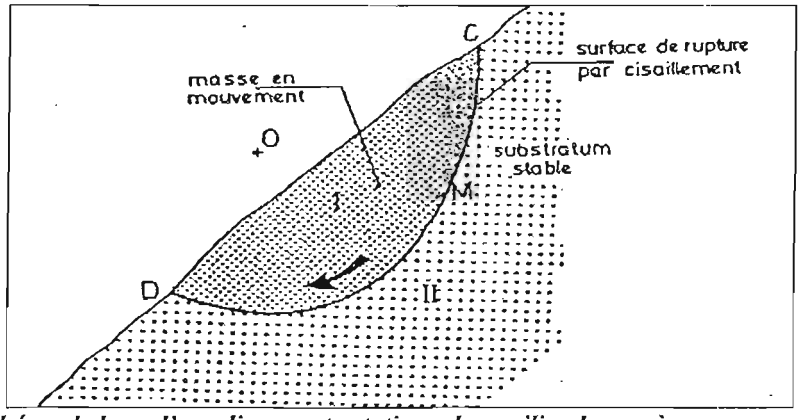


Figure 44 : Schéma de base d'un glissement rotationnel en milieu homogène sur un versant continu.

Les calculs à la rupture font principalement appel à deux méthodes distinctes :

- *La méthode dite globale*
- *La méthode dite des tranches*

Les programmes de calcul actuellement disponibles ont été établis à partir d'une ou l'autre de ces méthodes dont nous analysons ci-après les principes.
Il convient auparavant de préciser la signification du coefficent de sécurité F_s qu'on introduit dans le calcul.

e) Définitions du coefficient de sécurité F_s selon Fröhlich

Soit $\mathcal{M}$ la somme des moments sollicitant le corps (I) à la rotation (voir fig. 44) les moments étant, selon le sens de rotation, affectés d'un signe (+) ou d'un signe (-)

Soit $\mathcal{M}'_{max}$ le moment résistent maximum qui peut être mobilisé par cisaillement du terrain le long de l'Arc CMD.

Fröhlich appelle coefficient de sécurite le rapport $F_s = \frac{\mathcal{M}'_{max}}{\mathcal{M}}$ (4.3)

Il faut observer qu'à chaque valeur du moment $\mathcal{M}$ correspond une valeur du moment résistant $\mathcal{M}'$ sur la courbe CMD.

Tant que $\mathcal{M}'$ reste inférieur à $\mathcal{M}'_{max}$, la rupture ne peut se produire, la sollicitation ne mobilisant qu'une partie de la resistance totale disponible sur CMD.

f) Choix de la valeur de F_s dans le calcul de stabilité d'un ouvrage ou d'un versant

On peut distinguer deux rôles principaux joués par F_s :

- *1er rôle : se tenir ± éloigné de la rupture selon la valeur que l'on attribue au site (ou à l'ouvrage à protéger ou encore selon l'importance du risque humain qui est à une éventuelle rupture).*

Dans cette optique, F_s apparait donc comme un coefficient d'assurance. Il ne faut jamais perdre de vue que plus F_s est élevé, plus le projet sera cher, l'assurance se paie.

- *2ème rôle : prendre en compte les différentes causes d'imprécisions et d'erreurs qui peuvent fausser le résultat d'un calcul.*

Finalement, la valeur de F_s qu'on adopte dans un projet implique l'examen et la prise en compte de deux fonctions distinguées ci- dessus, lesquelle se trouvent en suite confondue dans le chiffre retenu.
A titre d'orientation, on peut dire qu'en régle générale, la valeur adoptée pour F_s est assez rarement inférieure à 1,5. Elle peut quelque fois être de 2, voire 2,5 pour des ouvrages dont la stabilité doit être garantie à tout prix (grand risque pour les personnes, site exceptionnel).

Pour certains sites sans valeur particulière ou pour certains ouvrages courants, et lorsqu'il n'y a pas risque pour les personnes, on peut accepter des valeurs faibles : 1,2 voire 1,1.

Mais pour pouvoir se rapprocher ainsi de 1, c'est à – dire de la rupture, il faut être sûr de la validité des hypothèse et des paramètres adoptés. Ce qui est rare et sans doute illusoire.

g) Stabilité à court terme et stabilité à long terme

En régle générale, il convient toujours d'effectuer sucessivement les deux modes de calcul :

- *L'un à partir des caractéristique non drainées.*
- *L'autre à partir des caractéristique drainées.*

D'où deux valeurs de F_s : F_s (court terme) et F_s (long terme) la plus petite de ces deux valeurs représentant la stabilité réelle du site.

CHAPITRE V. TALUS EN DEBLAI ET EN REMBLAI SUR SOLS NON COMPRESSIBLES

V. 1. Différents types de rupture circulaires

Les ruptures ont d'une façon générale, l'allure de glissements rotationnels circulaires.

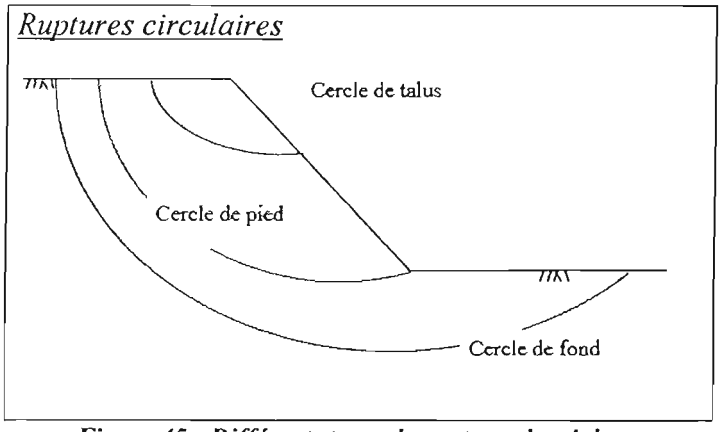


Figure 45 : Différents types de rupture circulaires.

On distingue sur la figure 45 :

- *les cercles de talus ;*
- *les cercles de pied ;*
- *les cercles de fond.*

Les glissements de talus se produisent généralement dans les sols hétérogénés, la base du cercle correspondant à une couche résistante :

- *les cercles de pied sont les plus courants dans ce type d'ouvrage ;*
- *les pied du talus est de mauvaise qualité.*

V. 2. Calcul de la stabilité en rupture circulaire

V.2.1. Méthode de tranches de Fellenius

Considérons un talus recoupant un certain nombre de couche de sols de caractéristiques différentes C_i ; φ_i ; γ_i.

Soit un cercle quelconque de centre O et de rayon R pour lequel on veut detérminer le coefficient de sécurité vis – à – vis du risque de glissements.

La méthode consiste, tout d'abord, à découper le volume de sol intéressé (compris dans l'arc AMB) en un certain nombre de tranches limitées par des plans verticaux :

- *Il convient de réaliser les découpages de telle façon que l'intersection du cercle de glissement et d'une limite de couches (points C et D sur la figure 46) correspondent à une limite entre deux tranches ;*
- *L'experience montre qu'il n'est pas nécessaire de découper le massif en un très grand nombre de tranches pour obtenir une précision satisfaisante.*

Nous allons étudier l'équilibre de l'une de ces tranches, par exemples la tranche << a,b,c,d >> que l'on affectera de l'indice n (sur la figure 46, n varie de 1 à 12)

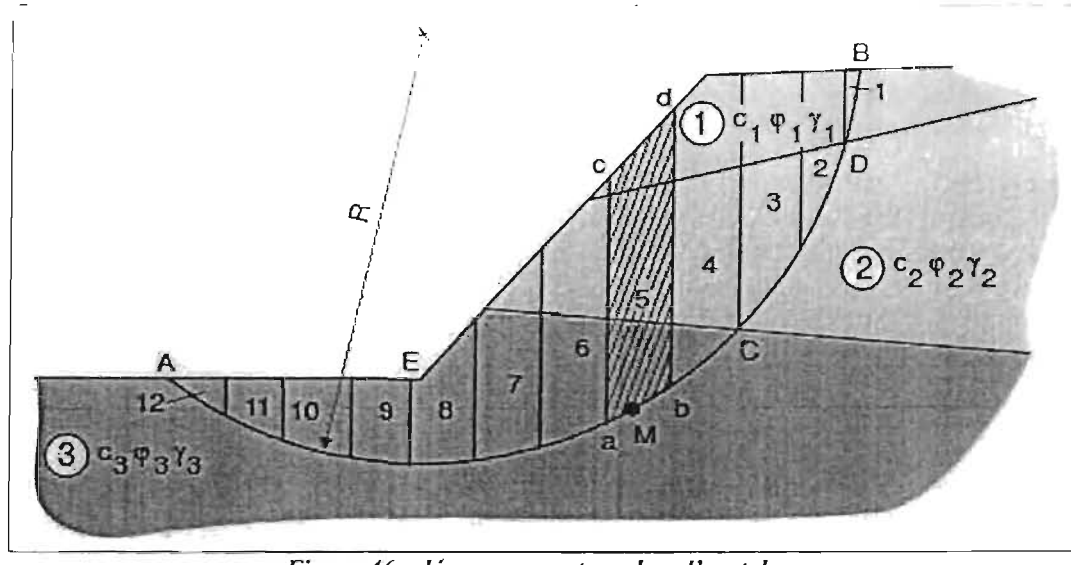


Figure 46 : découpage en tranches d'un talus.

Les forces agissant sur cette tranché (figure 47a) sont :

- *Son poids W*
- *La réaction sur les faces verticales bd et ac que l'on peut décomposer en réaction horizontales H_n ; H_{n+1} ; et réaction verticales V_n ; V_{n+1}*
- *La réaction R_n du milieu sous jacent sur l'arc $\widehat{ab}$*

Il s'agit de force internes au massif étudié.

Nous définirons par rapport au centre *O* :

- *Le moment moteur comme celui du poids des terres W (et des surcharges éventuelles) tendant à provoquer le glissement,*
- *Les moments résistants comme ceux des réactions s'opposant globalement au glissement de la tranche, à savoir les moments de R_n , H_n , H_{n+1} , V_n , V_{n+1}.*

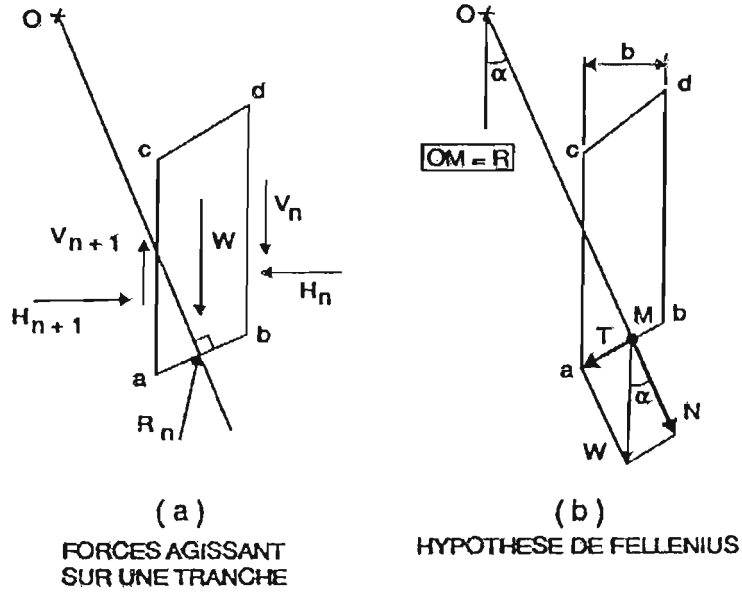


Figure 47 : Décomposition des forces (PHILIPPONAT, 1979)

Le coefficient de sécurité F_s est défini comme le rapport

$$F_S = \frac{\sum AB\ des\ moments\ résistants\ maximaux}{\sum AB\ des\ moment\ moteurs} \qquad (F_S = f(C, \varphi, W) \qquad (5.1)$$

Considérons la somme des moments pour tout l'arc $\widehat{AB}$, on voit que la somme des moments de forces internes est nulle.

Fellenius a fait une hypothèse qui simplifie considerablement les calculs, à savoir que la seule force agissant sur l'arc $\widehat{ab}$ (figure 47b) était le poids W, à l'exception des force internes.

Dans ce cas : $W = -R_n$

Décomposons le poids W en force normale à ab, Soit $N = W\cos\alpha$ et la force tangentielle à ab, soit $T = W\sin\alpha$

Dans ces conditions le moment résistant maximal est fourni par la valeur max que peut prendre la composante tangentielle de R_n. D'après la loi de coulomb, celle-ci s'écrit :

$(R_n)_t = C_i\widehat{ab} + N\tan\varphi_i$ et la somme des moments $\sum_i^m R\left[C_i\widehat{ab} + N\tan\varphi_i\right]$

Avec : m = nombre total de tranches.

D'autre part, le moment moteur est dû à T et égal à T.R ; d'où :

$$F_S = \frac{\sum_i^m C_i\widehat{ab} + N\tan\varphi_i}{\sum_i^m T} \qquad (N = W\cos\alpha) \qquad (5.1)$$

La condition de stabilité s'écrit pour tous les cercles de rupture possible.

$$\frac{\sum_i^m C_i\widehat{ab} + N\tan\varphi_i}{\sum_i^m T} \geq 1 \qquad (5.3)$$

Avec les notations définies sur la figure 47b. la formule (5.3) peut s'écrire sous la forme :

$$F_S = \frac{\sum_i^m C_i\frac{b}{\cos\alpha} + W\cos\alpha\tan\varphi_i}{\sum_i^m W\sin\alpha} \qquad (5.4)$$

Où : - b est la largeur des tranches

- α est angle que fait le rayon du cercle passant par le milieu de la base de la tranche avec la verticale
- La hauteur de la tranche pour un calcul de W

Remarque : Lorsque l'on a affaire à des cercles profonds, c'est-à-dire pour lesquels la ligne de rupture dépasse l'aplomb du centre du cercle vers le côté aval (cas de la figure 48), le massif de sol situé côté aval a un effet stabilisateur. Les composantes tangentielles T du poids W de la tranche y sont orientées en sens inverse des moments moteurs.

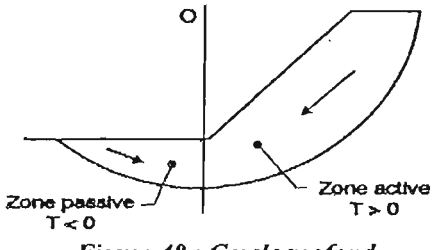


Figure 48 : Cercle profond.

V.2.2. Prise en compte des écoulements

L'action des écoulements sur la stabilité d'un massif élémentaire de terre peut être représentée sous forme de deux systèmes équivalents.

Il faut tracer le réseau d'écoulement dans le massif afin de pouvoir connaitre la valeur de u en chaque point et en particulier le long de la ligne de glissement.

La méthode des tranches des Fellenius sera appliquée en utilisant comme équation de coulomb.

$$\tau = c' + (\sigma - u)\tan\varphi' \tag{5.5}$$

V. 2.3. Méthode de Bishop simplifiée

Cette méthode consiste à faire l'hypothèse que $V_n - V_{n+1} = 0$ quelque soit la tranche considérée alors :

$$F_s = \frac{1}{\sum_i^m W\sin\alpha} * \sum_1^m \frac{[W-ub]\tan\varphi' + c'b}{\cos\alpha + \sin\alpha\frac{\tan\varphi}{F_s}}; \tag{5.6}$$

Où :

- $l\cos\alpha = b \rightarrow$ *largeur de la tranche ;*
- $X =$ *distance de l'axe vertical de la tranche au centre de cercle ;*

$$\sum W.X = R\sum W\sin\alpha \rightarrow \{X = R\sin\alpha$$

- l = *longueur de la courbe de glissement recoupé par la tranche ;*
- W = *poids de la tranche ;*
- u = *préssion interstielle au niveau de la surface de glissement ;*
- C' = *cohesion effective le long de* $\widehat{ab}$;
- φ' = *angle de frotement interne effectif de sol le long de* $\widehat{ab}$;

Dans ce cas tout les termes sont connus et F_s est calculé par itérations successives. Le résultat est rapidement convergent. Evidement, ce type de calcul se prête particulièrement bien au traitement par ordinateur.

V. 3. Confortement des talus

Pour améliorer la stabilité des talus, il est possible d'agir essentiellement sur deux points :

- *Modifier le profil en travers du talus (adoucissement de la pente, soutènement) ;*
- *Diminuer les interstitielles dans le massif, celle-ci jouant, comme nous l'avons vu, un rôle néfaste pour la stabilité ;*

Le drainage des massifs est une arme efficace pour diminuer ces pressions.
NB : pour augmenter le coefficient de sécurité, il faut soit :

- *Diminuer la pente du talus ;*
- *Diminuer la hauteur du talus ;*
- *Créer des murs de soutènement ;*
- *Diminuer les interstitielles dans le massif ;*

CHAPITRE VI : ETUDE DE CAS D' INSTABILITE DES BERGES DE LA NTAHANGWA

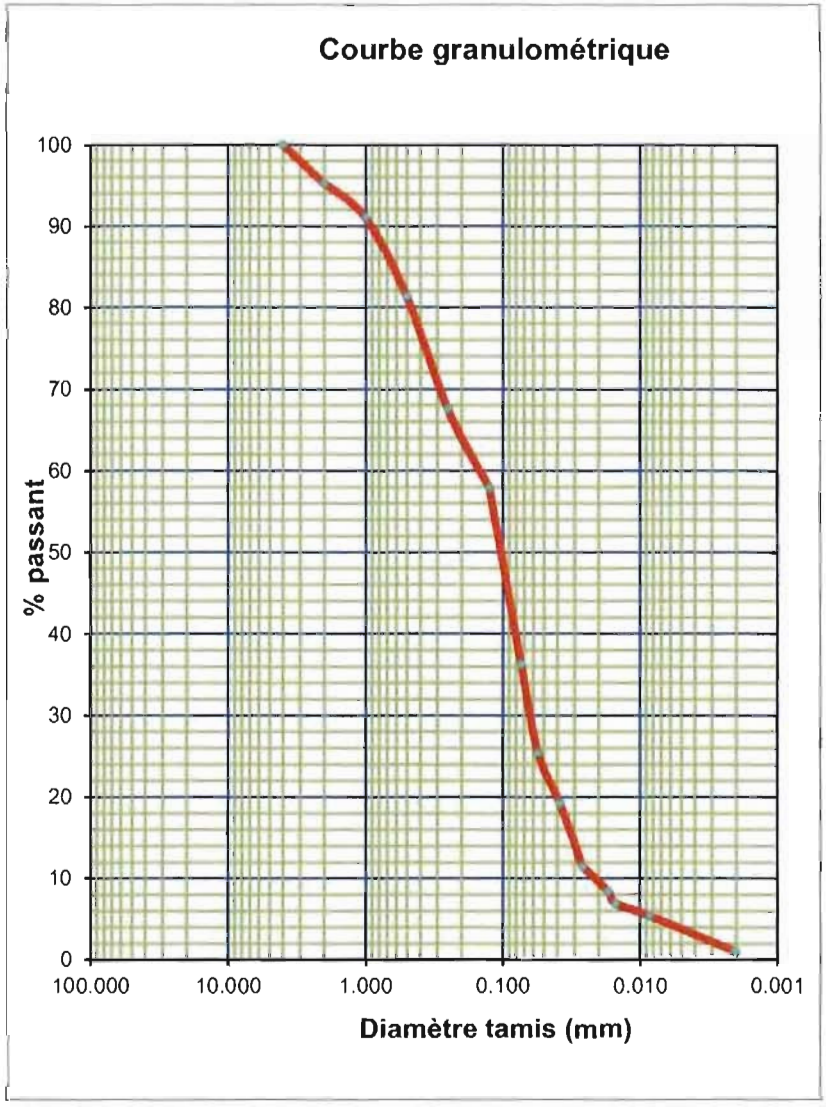
VI.1. Essais de laboratoire

VI.1.1. Essais granulométrique

ANALYSE GRANULOMETRIQUE DE SOLS

Site : Ntahanwa
Provenance : P1
Hauteur : 0,5m

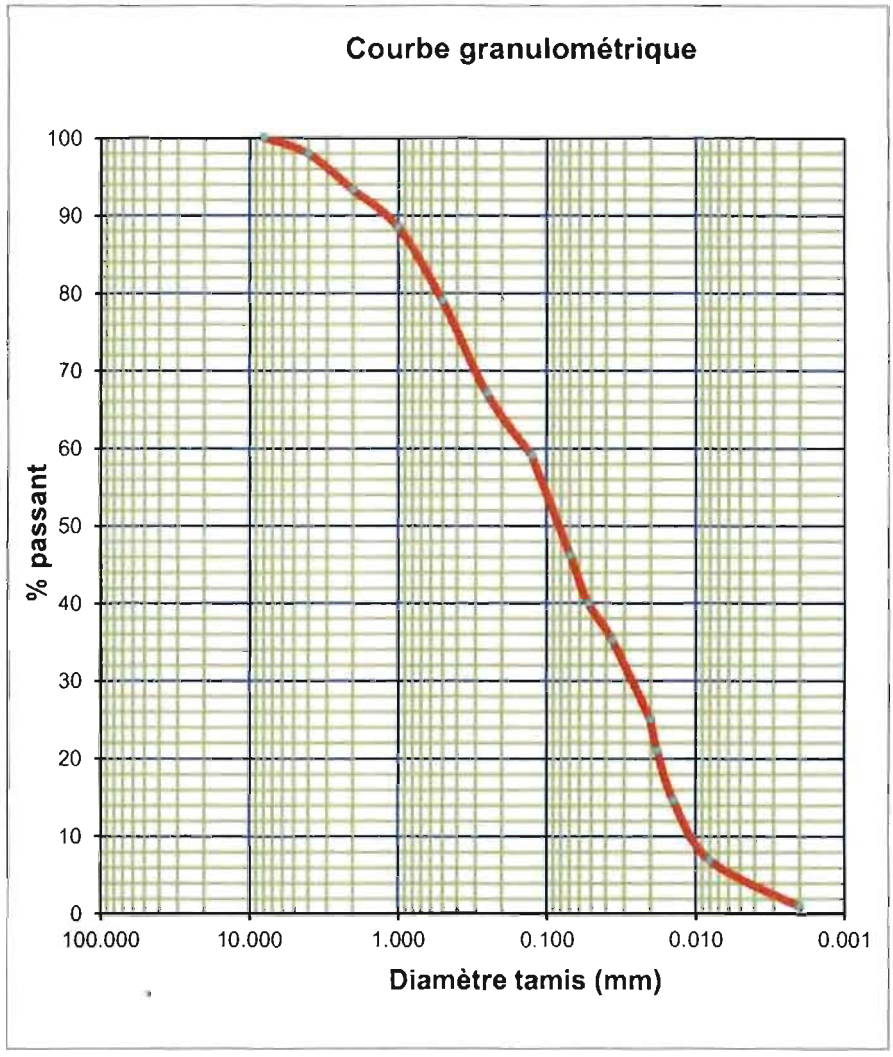
Classification	Ø Tamis	% passant
de	200,000	
CAILLOUX	100,000	
	80,000	
à	20,000	
de	20,000	
	16,000	
	12,500	
	10,000	
	8,000	
	6,300	
	5,000	
GRAVIERS	4,000	100,0
à	2,000	95,2
de	2,000	95,2
GROS	1,000	91,0
SABLE	0,500	81,3
	0,250	67,5
à	0,125	57,87
de	0,125	57,87
	0,073	36,3
SABLE	0,055	25,4
FIN	0,038	19,2
à	0,0260	11,46
de	0,0260	11,46
LIMON	0,0170	8,43
	0,0150	6,95
	0,0085	5,39
à	0,0020	1,00
de	0,0020	
ARGILE	0,0012	
à	0,0001	



ANALYSE GRANULOMETRIQUE DE SOLS

Chantier : Ntahangwa)
Provenance : P2
Hauteur : 0,6m

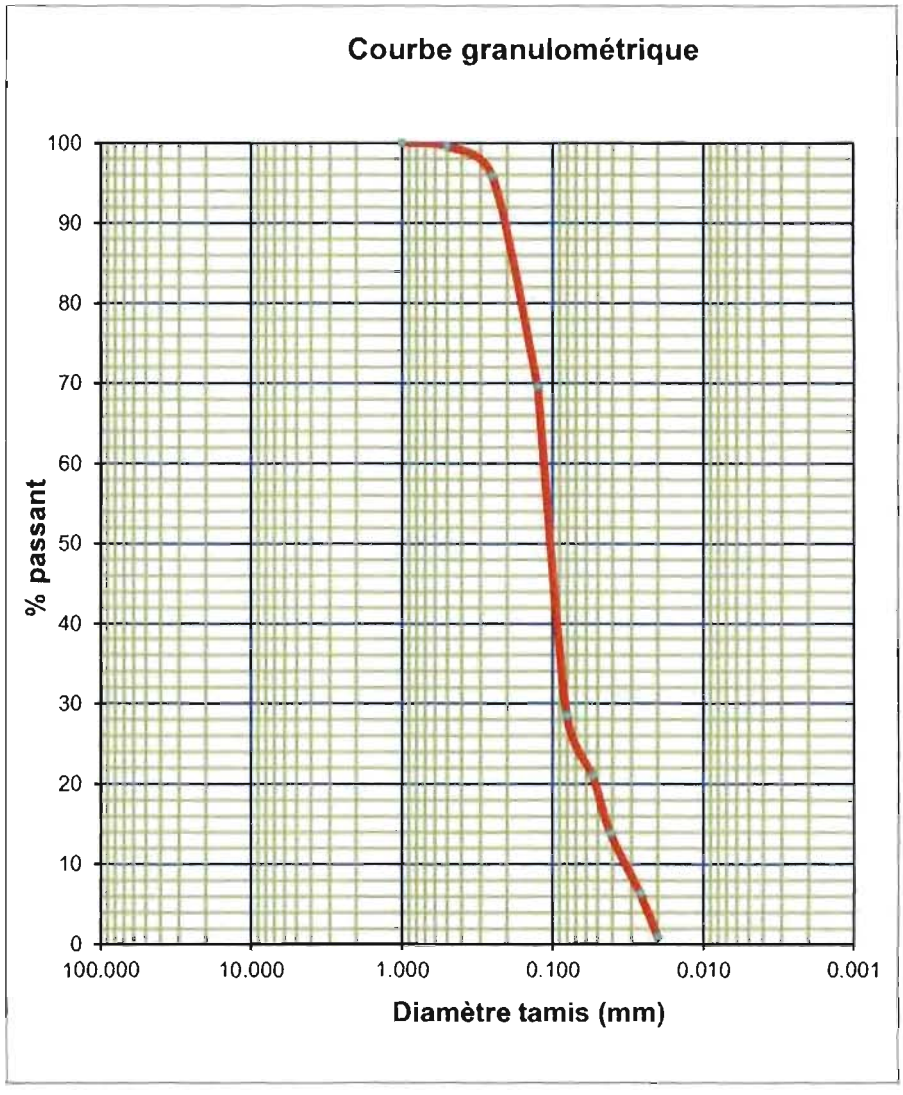
Classification	Ø Tamis	% passant
de	200,000	
CAILLOUX	100,000	
	80,000	
à	20,000	
de	20,000	
	16,000	
	12,500	
	10,000	
GRAVIERS	8,000	100,00
	4,000	97,9
à	2,000	93,2
de	2,000	93,2
GROS	1,000	88,5
SABLE	0,500	79,0
	0,250	67,0
à	0,125	59,07
de	0,125	59,07
	0,069	46,23
SABLE	0,052	39,91
FIN	0,036	35,17
à	0,0200	25,00
de	0,0200	25,00
LIMON	0,0180	20,99
	0,0140	14,61
	0,0080	6,96
à	0,0020	1,00
de	0,0020	
ARGILE	0,0012	
à	0,0001	



ANALYSE GRANULOMETRIQUE DE SOLS

Site : Ntahanwa
Provenance : P3
Hauteur : 0,6m

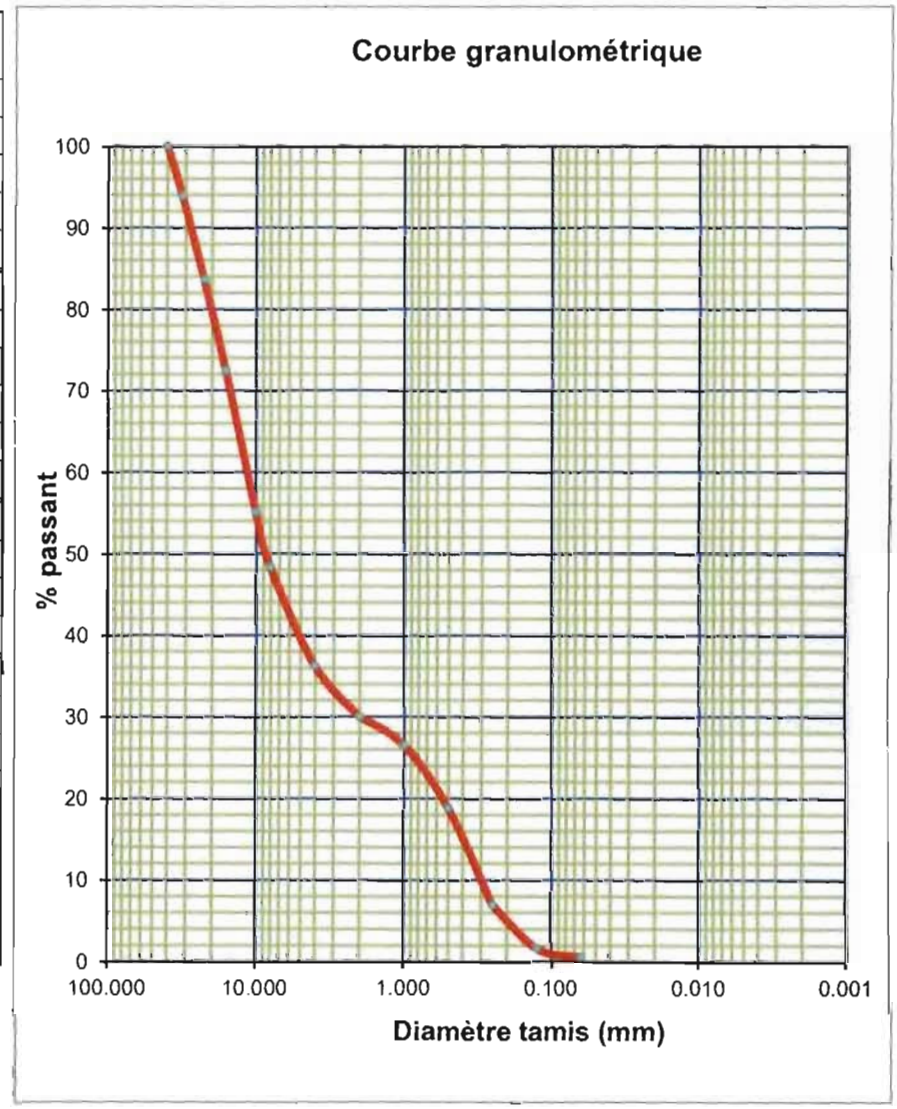
Classification	Ø Tamis	% passant
de	200,000	
CAILLOUX	100,000	
	80,000	
à	20,000	
de	20,000	
	16,000	
	12,500	
	10,000	
GRAVIERS	8,000	
	4,000	
à	2,000	
de	2,000	
GROS	1,000	100,0
SABLE	0,500	99,56
	0,250	95,87
à	0,125	69,57
de	0,125	69,57
	0,080	28,45
SABLE	0,054	20,99
FIN	0,041	13,82
	0,026	6,35
à	0,0200	1,00
de	0,0200	1,00
LIMON	0,0180	
	0,0140	
	0,0080	
à	0,0020	
de	0,0020	
ARGILE	0,0012	
à	0,0001	



ANALYSE GRANULOMETRIQUE DE SOLS

Site : Ntahangwa
Provenance : P4 LCPC : SA
Hauteur : (au milieu du lit de la rivière à 0m)

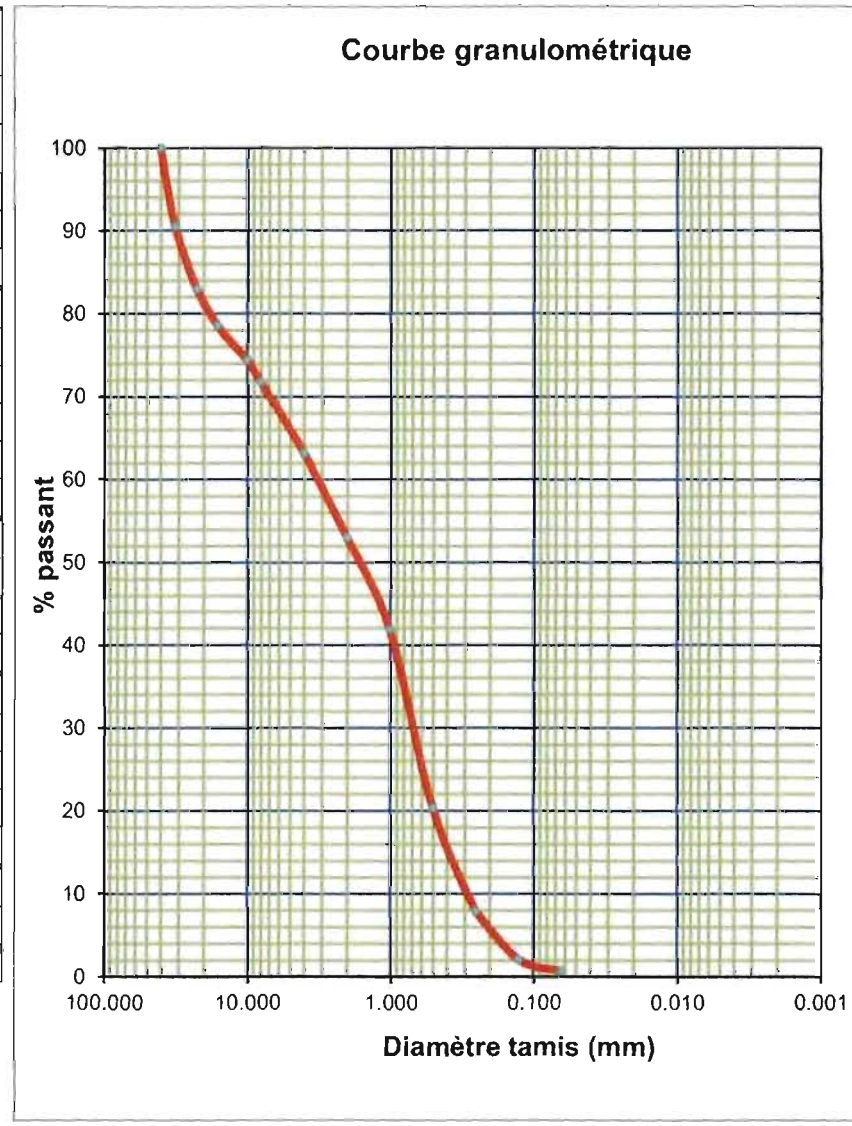
Classification	Ø Tamis	% passant
de	200,000	
CAILLOUX	100,000	
	40,000	100
	31,500	93,88
à	22,400	83,58
de	22,400	83,58
	16,000	72,4
	10,000	55,07
	8,000	48,33
GRAVIERS	4,000	36,19
à	2,000	29,96
de	2,000	29,96
GROS	1,000	26,46
SABLE	0,500	18,78
à	0,250	6,94
de	0,250	6,94
SABLE	0,125	1,56
FIN	0,063	0,53
	0,0313	
à	0,0200	
de	0,0200	
LIMON	0,0193	
	0,0139	



ANALYSE GRANULOMETRIQUE DE SOLS

Site : Ntahangwa
Provenance : P5 LCPC : GA
Hauteur : (au niveau du lit de la rivière à 0m)

Classification	Ø Tamis	% passant
de	200,000	
CAILLOUX	100,000	
	40,000	100
	31,500	90,45
à	22,400	82,92
de	22,400	82,92
	16,000	78,52
	10,000	74,4
	8,000	71,75
GRAVIERS	4,000	63,11
à	2,000	52,95
de	2,000	52,95
GROS	1,000	41,78
SABLE	0,500	20,31
à	0,250	7,86
de	0,250	7,86
SABLE	0,125	2,06
FIN	0,063	0,71
	0,0313	
à	0,0200	
de	0,0200	
LIMON	0,0193	
	0,0139	



VI.1.2. Essais de cisaillement

ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE

VITESSE DE CISAILLEMENT : 2 mm/sec

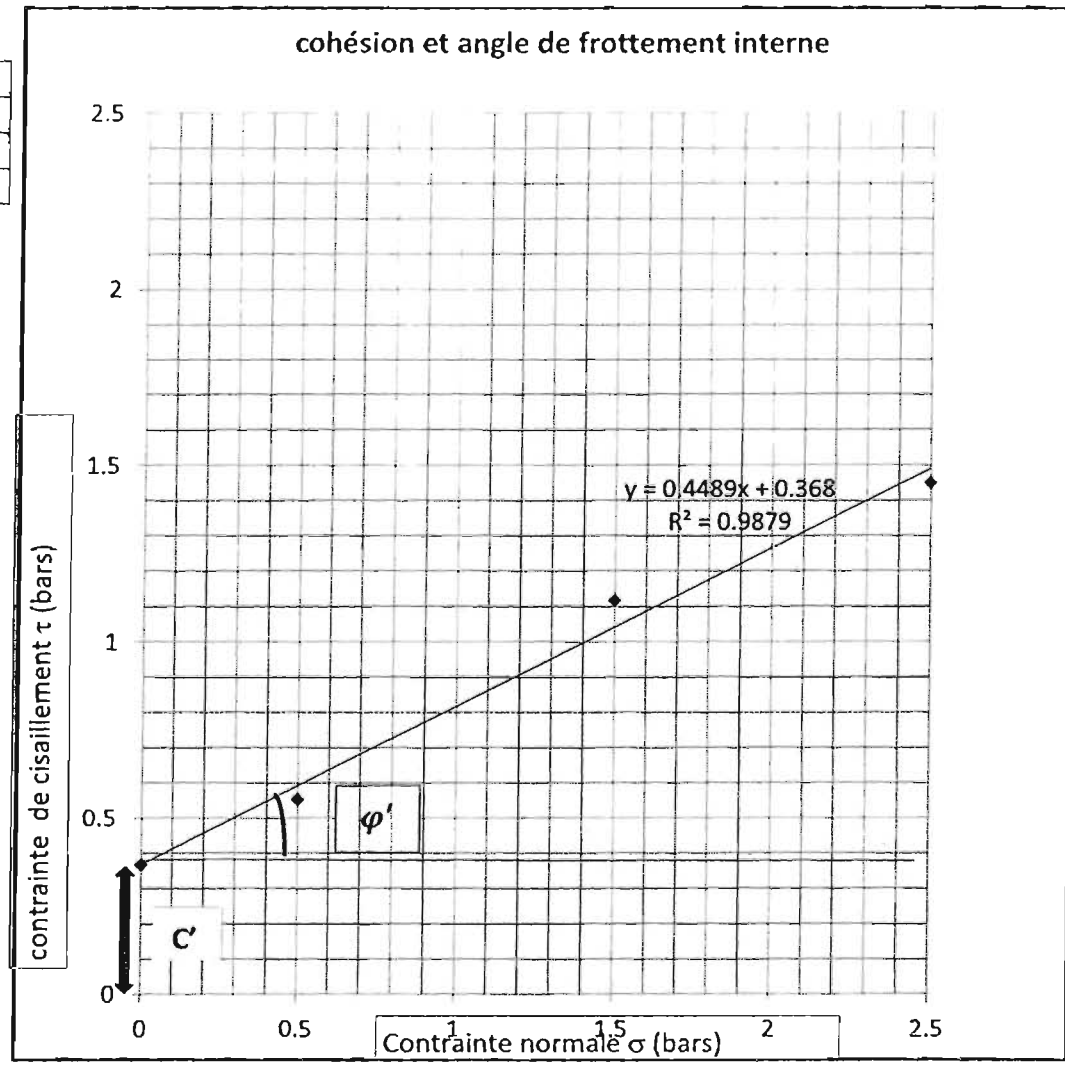
SITE : NTAHANGWA

DATE : FEVRIER/2016

ECHANTILLON : P1
Hauteur : 0,5m

γ_h=19,69	W : 29.60%	φ'= 24.2°	C' = 0,368 *10^5 Pa

σ	τ max
0,5	0,5535
1,5	1,1193
2,5	1,4514



La droite intrinsèque a comme équation y= ax + b
La cohésion effective est donnée par l'intersection de la droite intrinsèque avec l'axe des ordonnées
C.à.d. quand x est égal à zéro (C' = b)
L'angle de frottement interne effective est la pente de la droite intrinsèque (phi= arctan a)

Exemple : droite intrinsèque : y = 0,4489x + 0,368

φ'= 24,2° (arctan 0,4489)

ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE

VITESSE DE CISAILLEMENT . 2mm/sec

SITE . NTAHANGWA

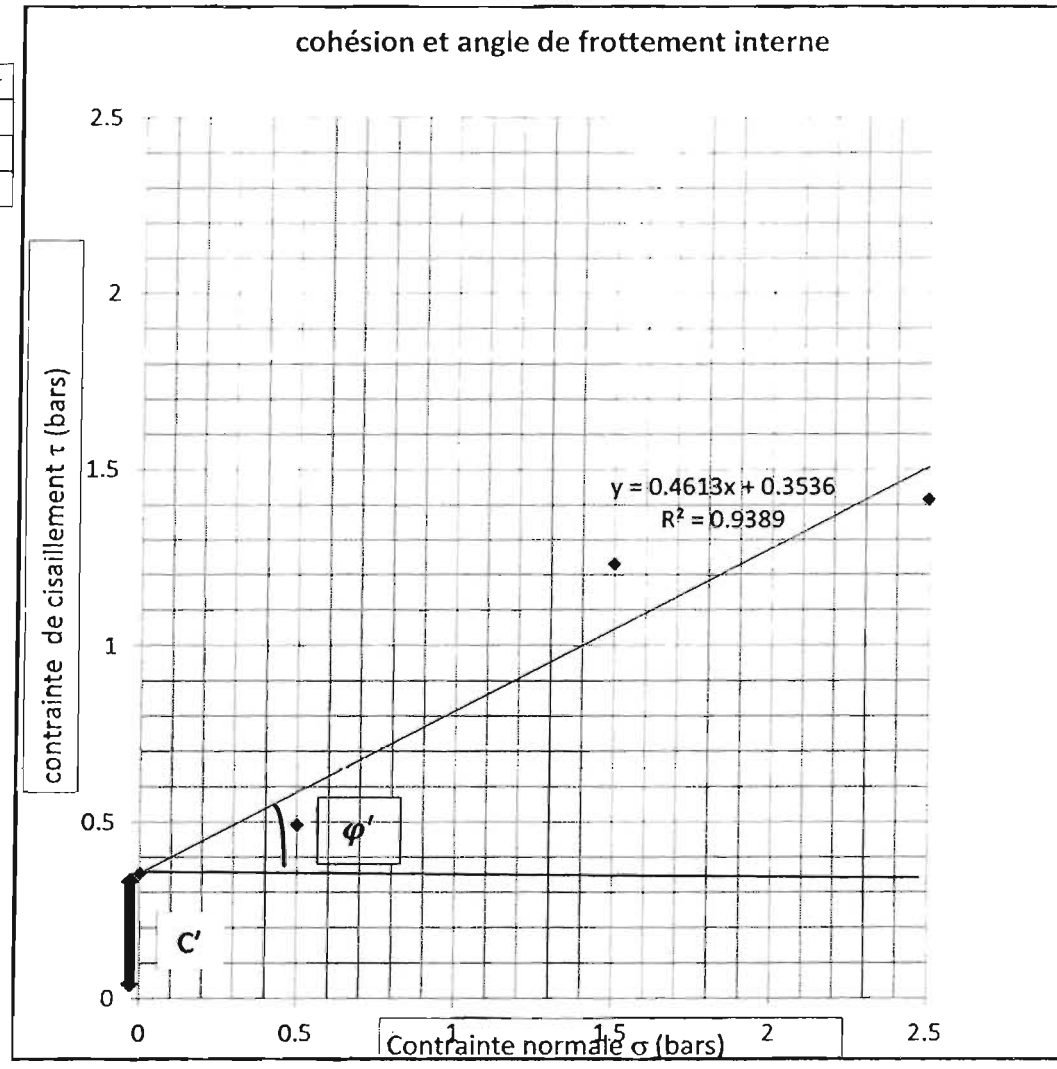
DATE . FEVRIER/2016

ECHANTILLON : P2

Hauteur : 0,6m

Y_h =19,49	W : 31,11%	φ'=24.8°	C' =0,3536 *10^5 Pa

σ	τ max
0,5	0,492
1,5	1,23
2,5	1,4145



La droite intrinsèque a comme équation y= ax + b

La cohésion effective est donnée par l'intersection de la droite intrinsèque avec l'axe des ordonnées

C.à.d. quand x est égal à zéro (C' = b)

L'angle de frottement interne effectif est la pente de la droite intrinsèque (phi= arctan a)

ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE

VITESSE DE CISAILLEMENT: 2mm/sec

SITE: NTAHANGWA

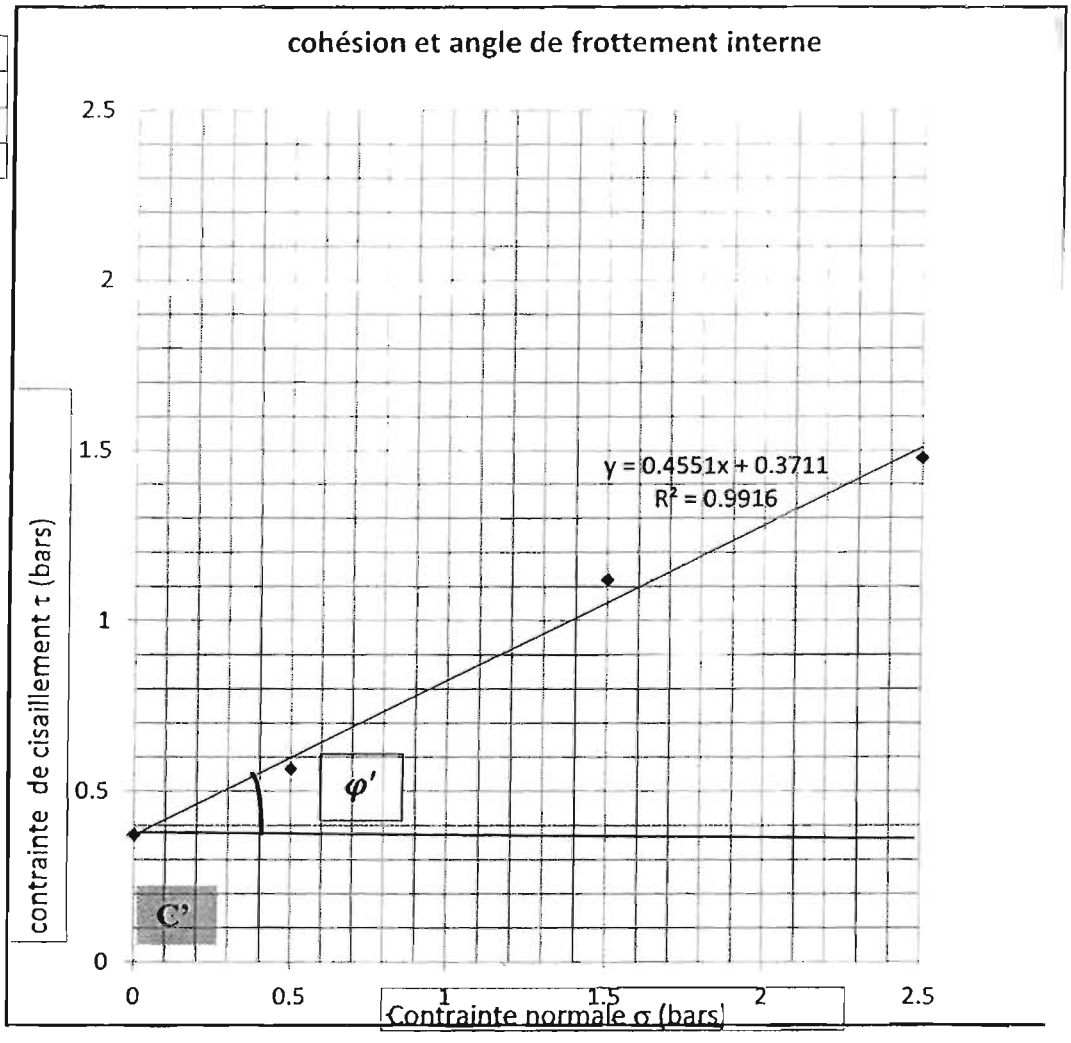
DATE:FEVRIER/2016

ECHANTILLON : P6

Hauteur: 1,6m

$Y_h = 17,00$	$W = 35,00\%$	$\varphi' = 20.4°$	$C' = 0,3711 * 10^5\ Pa$

σ	τmax
0,5	0,5658
1,5	1,1193
2,5	1,476



La droite intrinsèque a comme équation y= ax + b

La cohésion effective est donnée par l'intersection de la droite intrinsèque avec l'axe des ordonnées

C.à.d. quand x est égal à zéro (C' = b)

L'angle de frottement interne effectif est la pente de la droite intrinsèque (phi= arctan a)

Exemple : droite intrinsèque : y = 0,4551x + 0,3711

φ' = 20,4° (arctan 0,4551)

ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE

VITESSE DE CISAILLEMENT: 2mm/sec

SITE : NTAHANGWA

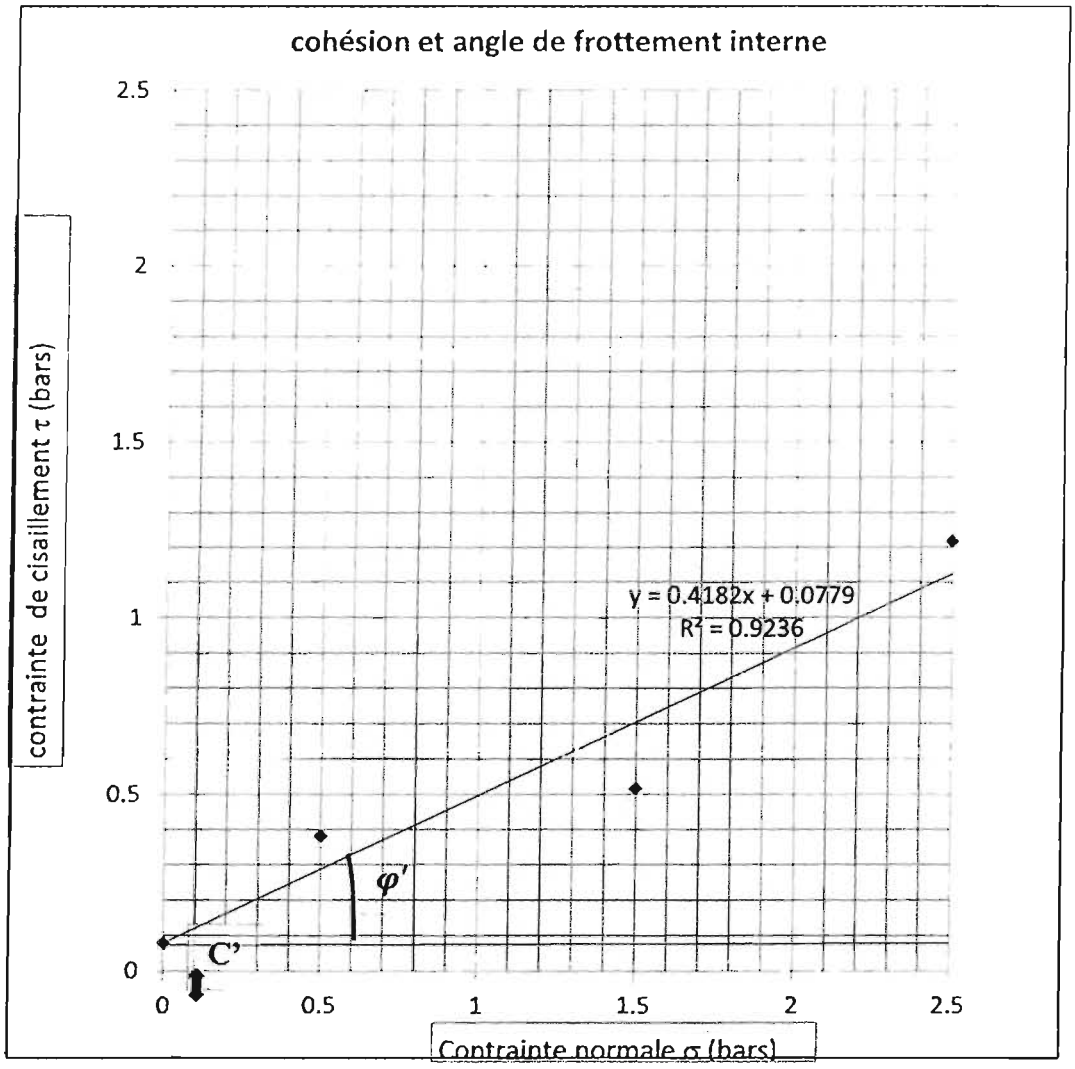
DATE : FEVRIER/2016

ECHANTILLON : P3

Hauteur : 0,6m

γ_h =18,12	W : 30,38%	φ'=22,7°	C' = 0,0779 *10^5 Pa

σ	τ max
0,5	0,3813
1,5	0,5166
2,5	1,2177



La droite intrinsèque a comme équation y= ax + b

La cohésion effective est donnée par l'intersection de la droite intrinsèque avec l'axe des ordonnées

C.à.d. quand x est égal à zéro (C' = b)

L'angle de frottement interne effectif est la pente de la droite intrinsèque (phi= arctan a)

Exemple: droite intrinsèque: y = 0,4182x + 0,0779

φ' = 22,7° (arctan 0,4182)

A partir des résultats obtenus, nous constatons que les échantillons analysés sont des sables argileux selon LCPC et des mélanges de graviers limoneux ou argileux avec des sables limoneux ou argileux selon HRB.

L'essai de cisaillement rectiligne nous permet de déterminer la cohésion effective et l'angle de frottement interne effectif du sol.
Il est à noter que le sol en place est à tendance pulvérulente donc moins cohérent.

VI.2. Stabilité des berges du site

La stabilité de la berge sera calculée par la méthode des tranches avec des caractéristiques du sol similaires à celles du site.
Les similations se feront selon différents cas tout en tenant compte du niveau de l'eau soit de la rivière soit dans les berges.

Paramètres d'analyse
Unités de longueur(L): Mètres
Unités de temps(t): Secondes
Unités de force(F): Kilonewtons
Unités de pression(p): kPa
Unités de résistance: kPa
Poids unitaire de l'eau: 9.807 kN/m³
Épaisseur de l'élément: 1
Option de fonction de forces inter-tranches: Demi-sinus
Source des conditions de pression interstitielle: Ligne piézométrique
Nombre de tranches: 30
Tolérance du coefficient de sécurité: 0.001
Profondeur minimum de surface de glissement: 0.1 m
Méthode de recherche: Détecteur de racine
Différence tolérable entre le début et F de S convergé: 3
Nombre maximum d'itérations pour calculer lambda convergé: 20

VI.2.1. Cas tenant compte de la variation du niveau d'eau de la rivière

La période d'étude est comprise entre *01/2015* et *04/2016*. Les figures ci-dessous montrent les surfaces libres calculées pour différents niveaux de la rivière ainsi que les variations du coefficient de sécurité après modélisation et simulation de différents types de berges à l'aide d'un logiciel.

Tableau 24: types de sols

Sols dont les caractéristiques avoisinent ceux du site étudié	C'	φ'	γ_h	γ_{sat}
Sable limoneux	7 kPa	22.7 °	18.19 kN/m³	21 kN/m³
Mélange de graviers limoneux ou argileux avec du sable	36.8 kPa	24.2 °	19.49 kN/m³	21 kN/m³
Sable argileux	35 kPa	24.8 °	21 kN/m	21 kN/m³

Tableau 25: Régions

Régions	Matériau	Points	Aire (m²)
Région 1	Sable limoneux	1, 2, 3,4	32.48
Région 2	Mélange de graviers limoneux ou argileux avec du sable	5, 6, 3,2	45.472
Région 3	Sable argileux	5, 7, 8, 9, 10, 11,6	71.457

Premier cas :

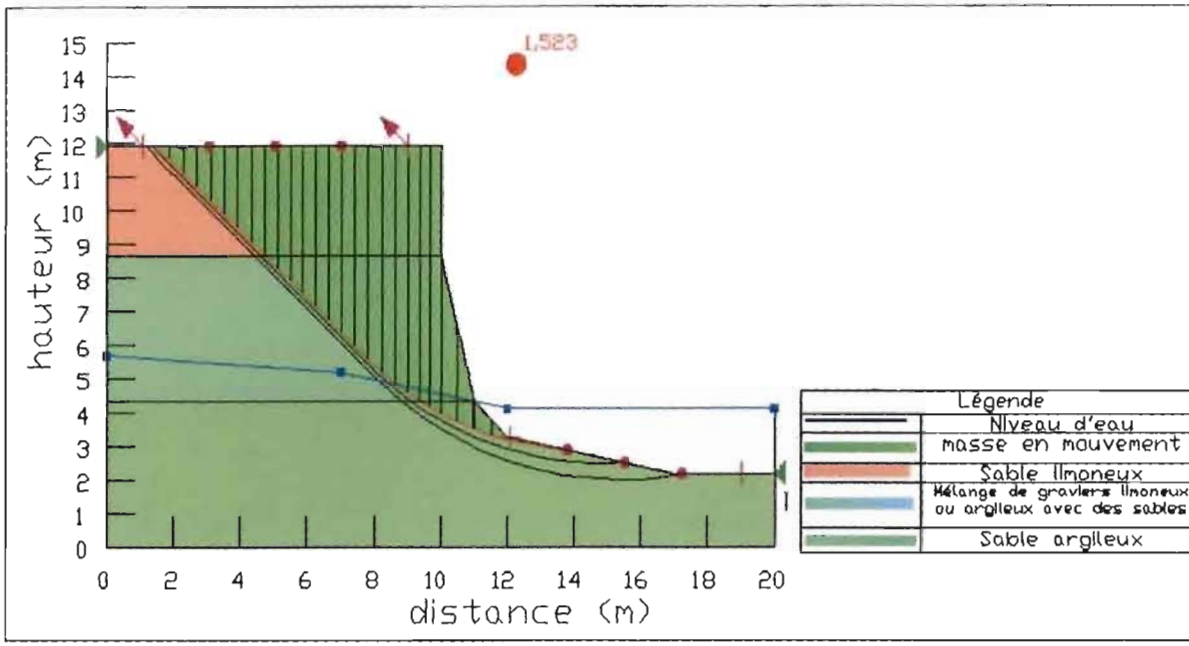


Figure 49' : l'eau de la rivière à un niveau supérieur avec $F_s = 1,523$

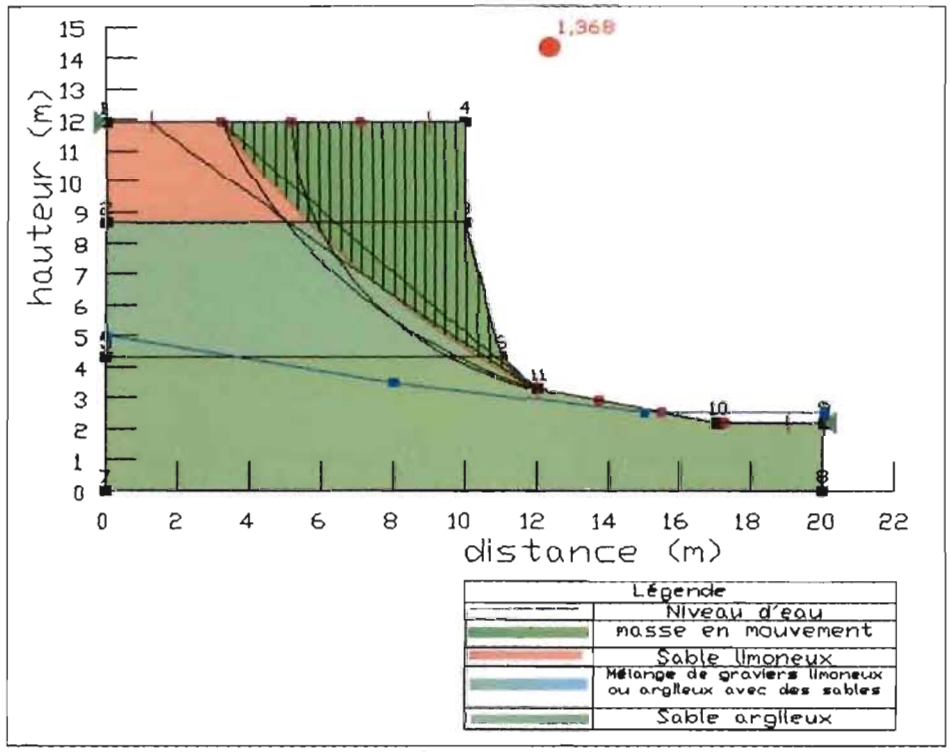


Figure 50'' : l'eau de la rivière à un niveau inférieur avec $F_s = 1,368$

Tableau 26 : Tableau de résultats après simulation du premier cas

Surface de glissement actuelle	Unités	Premier cas (a)	Premier cas (b)
Surface de glissement		60	27
Coef de sécurité		1,523	1,368
Volume	m^3	39,284	30,450
Poids	kN	738,544	570,1318
Moment de résistance	kN-m	6.561,693	14.260,44
Moment d'activation	kN-m	4.307,655	10.425,667

Force de résistance	kN	556,574	390,404
Force d'activation	kN	365,473	285.481
Rang du coef de sécurité		1	1
Sortie	m	(13,81 ; 2,86)	(12 ; 3,25)
Entrée	m	(1,47 ; 11,91)	(3,20 ; 11,91)
Rayon	m	9,403	27,153
Centre	m	(14,45 ; 12,24)	(26,15 ; 26,43)

Deuxième cas :

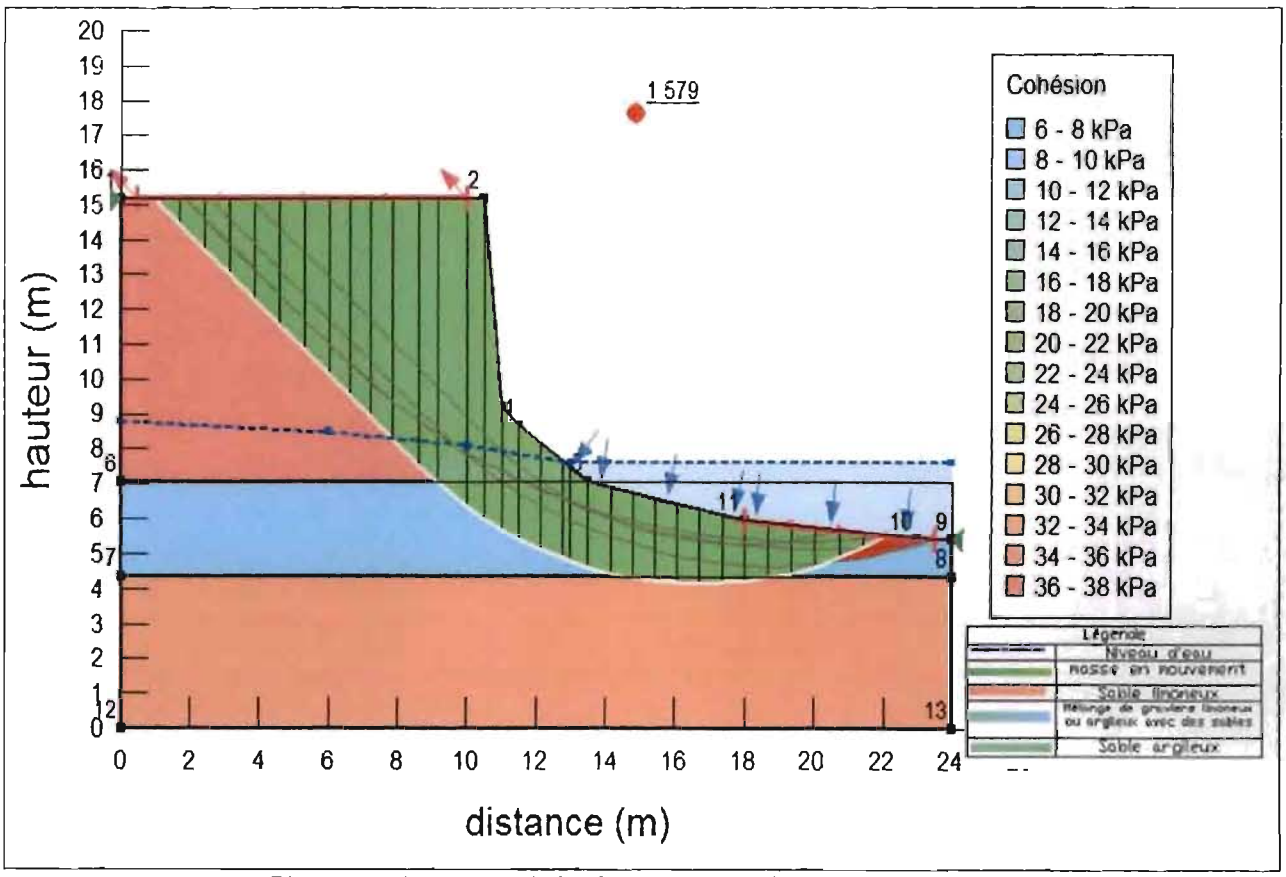


Figure 51' : l'eau de la rivière à un niveau supérieur avec $F_s = 1,579$

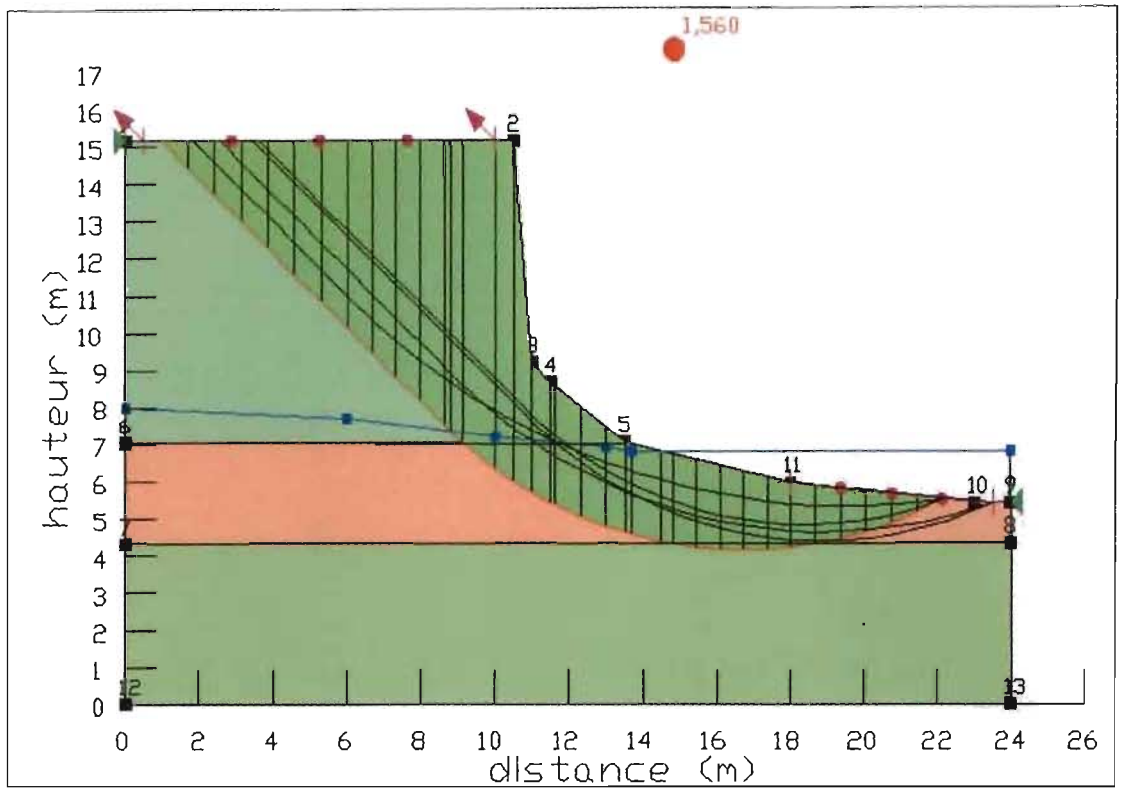


Figure 52'' : l'eau de la rivière à un niveau moyen avec $F_s = 1,560$

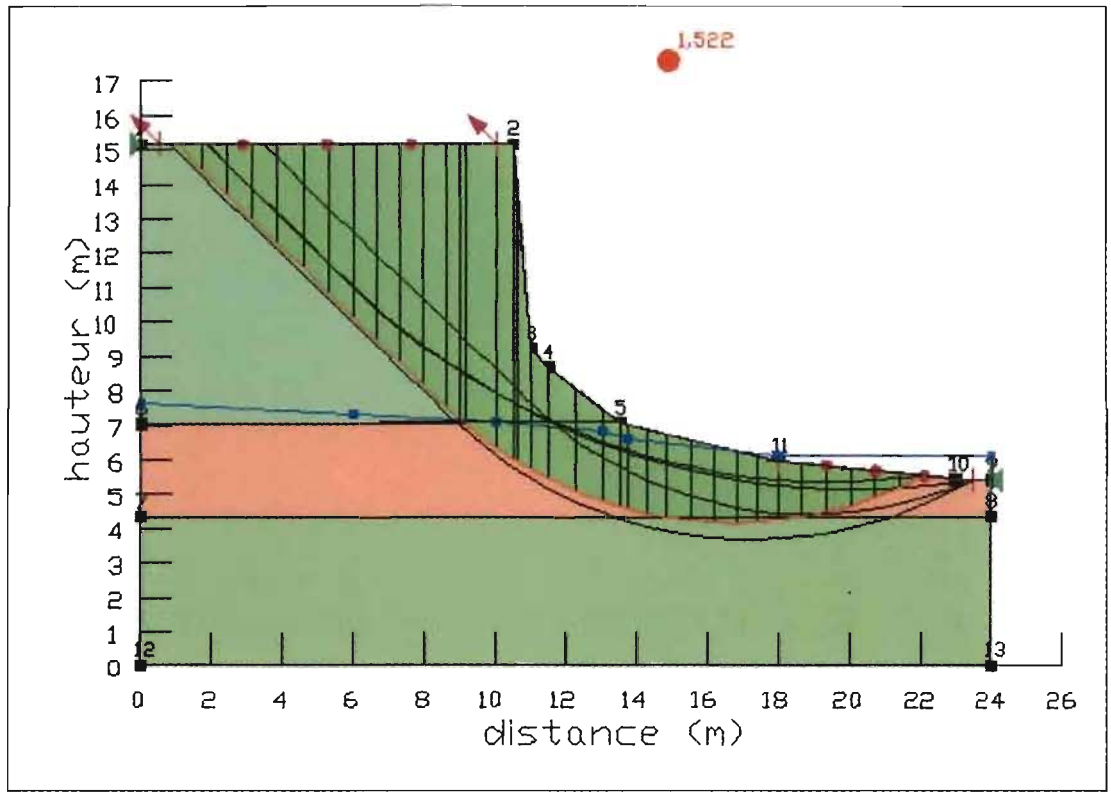


Figure 53''' : l'eau de la rivière à un niveau inférieur avec $F_s = 1,522$

Tableau 27 : Tableau de résultats après simulation du deuxième cas (a), (b) et (c)

Surface de glissement actuelle	Unités	Deuxième cas (a)	Deuxième cas (b)	Deuxième cas (c)
Surface de glissement		70	70	70
Coef de sécurité		1,579	1,560	1,522
Volume	m^3	69,644	69,645	69,646
Poids	kN	1.332,275	1.332,294	1.332,294
Moment de résistance	kN-m	12.030,22	12.210,354	12.214,755
Moment d'activation	kN-m	7.619,451	7.828,400	8,023.500
Force de résistance	kN	829,129	842,172	842.549
Force d'activation	kN	525,017	539,800	553.4153
Rang du coef de sécurité		1	1	1
Sortie	m	(22,12 ; 5,51)	(22,12 ; 5,51)	(22,12 ; 5,51)
Entrée	m	(0,98 ; 15,16)	(0,98 ; 15,16)	(0,98 ; 15,16)
Rayon	m	11,495	11,495	11.495
Centre	m	(16,74 ; 15,66)	(16,73 ; 15,66)	(16,73 ; 15,66)

Troisième cas :

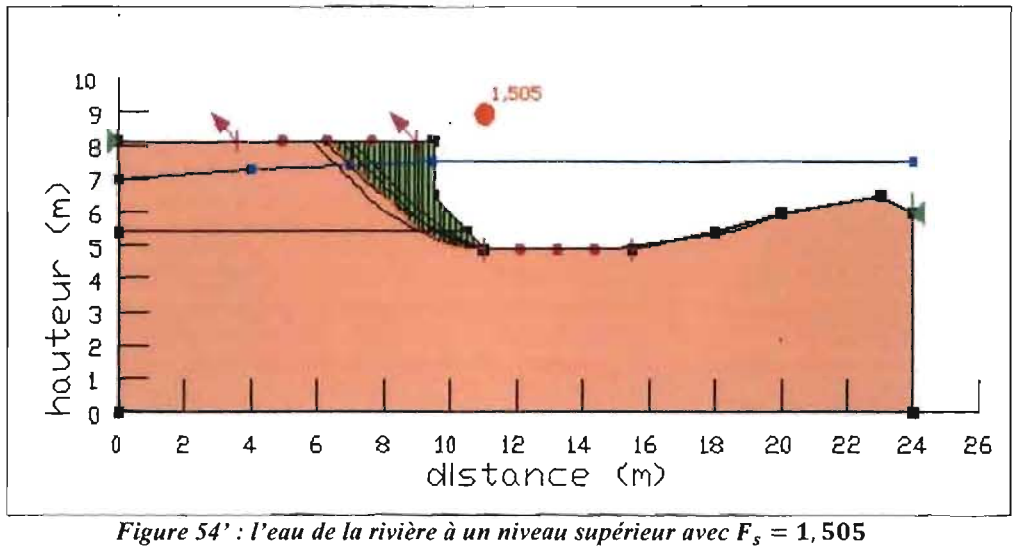


Figure 54' : l'eau de la rivière à un niveau supérieur avec $F_s = 1,505$

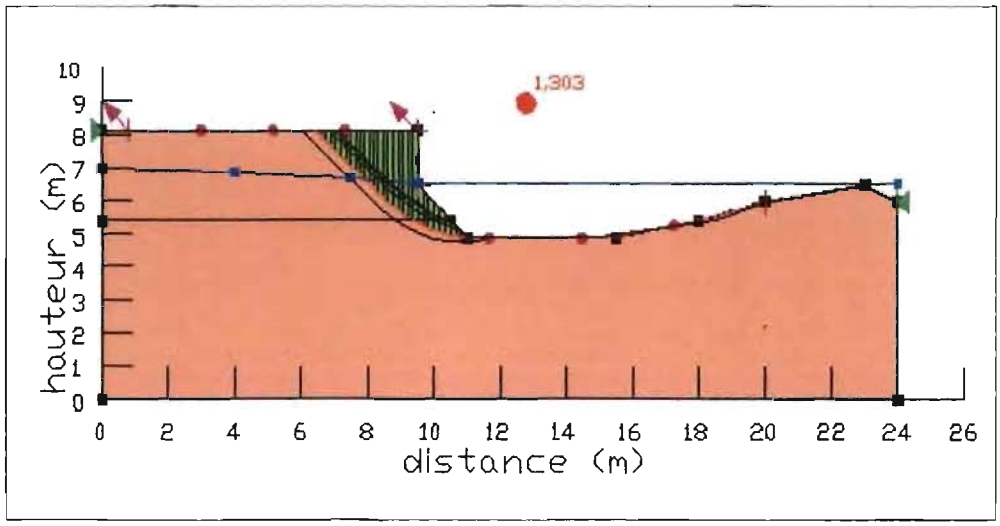


Figure 55'': l'eau de la rivière à un niveau moyen avec $F_s = 1,303$

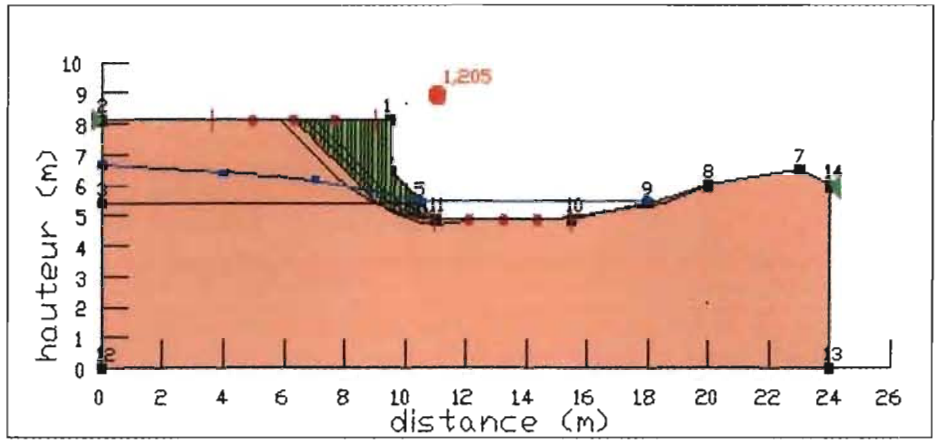


Figure 56''' : l'eau de la rivière à un niveau inférieur avec $F_s = 1,205$

Tableau 28 : Tableau de résultats après simulation du troisième cas (a), (b) et (c)

Surface de glissement actuelle	Unités	Troisième cas (a)	Troisième cas (b)	Troisième cas (c)
Surface de glissement		80	84	80
Coef de sécurité		1,505	1,303	1,205
Volume	m^3	5,831	5,501	5,831
Poids	kN	116,845	110,249	116,848
Moment de résistance	kN-m	238,359	312,489	273,961
Moment d'activation	kN-m	158,359	239,962	227,337
Force de résistance	kN	55,931	58,559	64,333
Force d'activation	kN	37,173	44,944	55,342
Rang du coef de sécurité		1	1	1
Sortie	m	(11 ; 4,87)	(10,982 ; 4,891)	(11 ; 4,12)
Entrée	m	(6,38 ; 8,12)	(6,442 ; 8,120)	(6,38 ; 8,12)
Rayon	m	3,369	4,226	3,369
Centre	m	(11,024 ; 8,242)	(11,447 ; 9,092)	(11,02 ; 8,24)

Après simulation de différents cas ci-dessus représentés, nous remarquons que le coefficient de sécurité F_s est plus petit lorsque l'on a l'eau de la rivière à un niveau bas. Notons que pour ce cas, nous avons essayé de fixer l'eau dans la berge à un niveau constant.

VI.2.2. Cas tenant compte de la variation du niveau d'eau à l'intérieur de la berge

La période d'étude est comprise entre *01/2015* et *04/2016*. Les figures ci-dessous montrent les surfaces libres calculées pour les plus bas niveaux d'eau dans la rivière mais avec la variation du niveau d'eau dans les berges. Nous obtenons le coefficient de sécurité après modélisation et simulation de différents types de berges à l'aide d'un logiciel.

Premier cas :

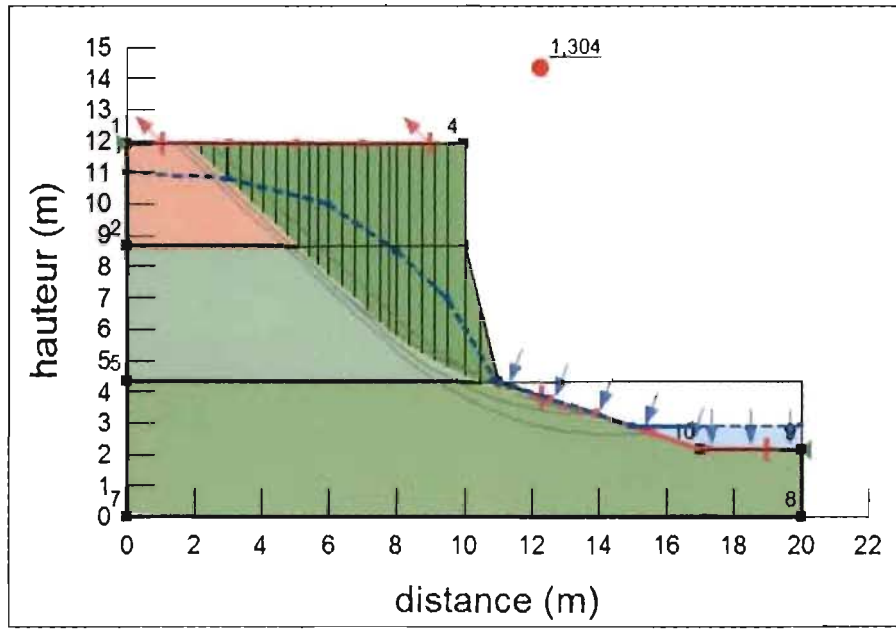


Figure 57' : niveau élevé d'eau dans la berge avec $F_s = 1,304$

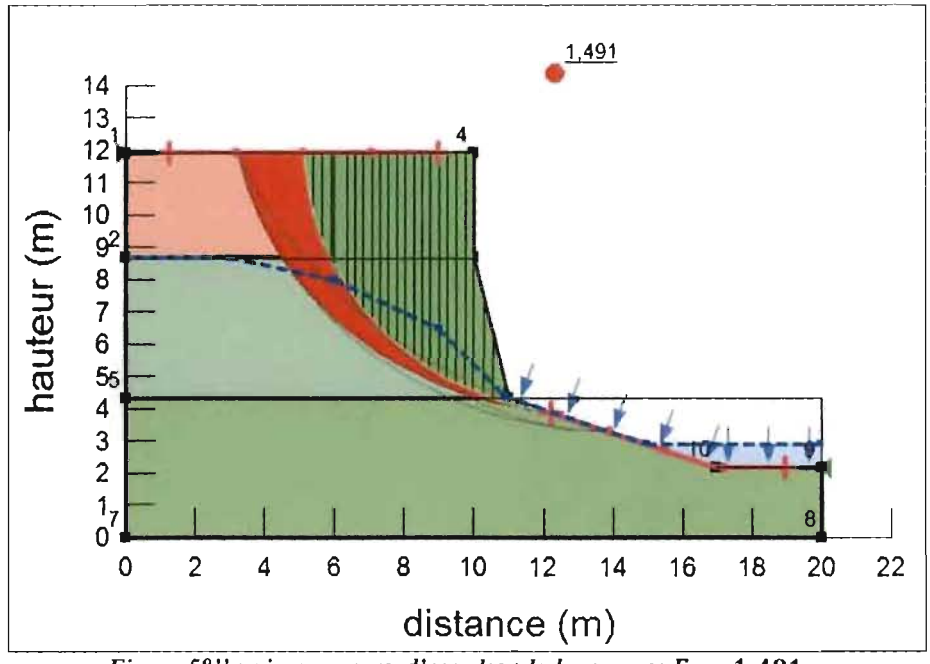


Figure 58'' : niveau moyen d'eau dans la berge avec $F_s = 1,491$

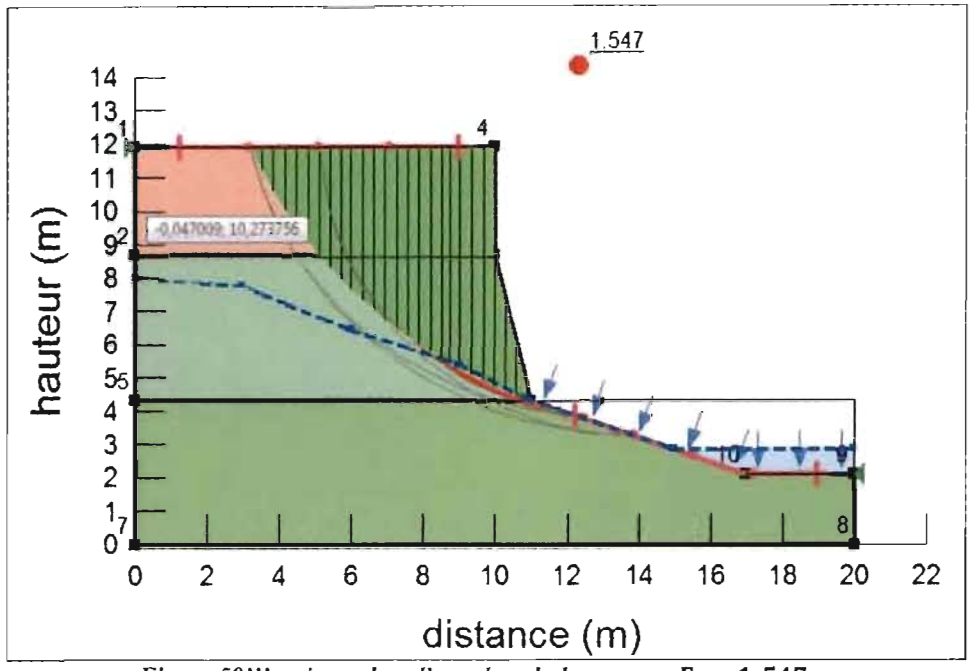


Figure 59''' : niveau bas d'eau dans la berge avec $F_s = 1,547$

Tableau 29 : Tableau de résultats après simulation du premier cas (a), (b) et (c)

Surface de glissement actuelle	Unités	Premier cas (a)	Premier cas (b)	Premier cas (c)
Surface de glissement		55	55	28
Coef de sécurité		1,304	1,491	1,547
Volume	m^3	34,924	27,501	32,243
Poids	kN	653.371	516,892	603,406
Moment de résistance	kN-m	4.346,735	4.079,389	7.954,594
Moment d'activation	kN-m	3.333,634	2.735,631	5.144,081
Force de résistance	kN	416,008	361,124	446,952
Force d'activation	kN	319,128	242,289	288,972
Rang du coef de sécurité		1	1	1
Sortie	m	(12,31 ; 3,86)	(12,23 ; 3,88)	(12,23 ; 3,89)
Entrée	m	(1,84 ; 11,91)	(5,13 ; 11.90)	(3,19 ; 11,91)
Rayon	m	8,41	8,40	14,12
Centre	m	(13,455 ; 12,193)	(13,532 ; 12,189)	(16,19 ; 17,44)

Deuxième cas :

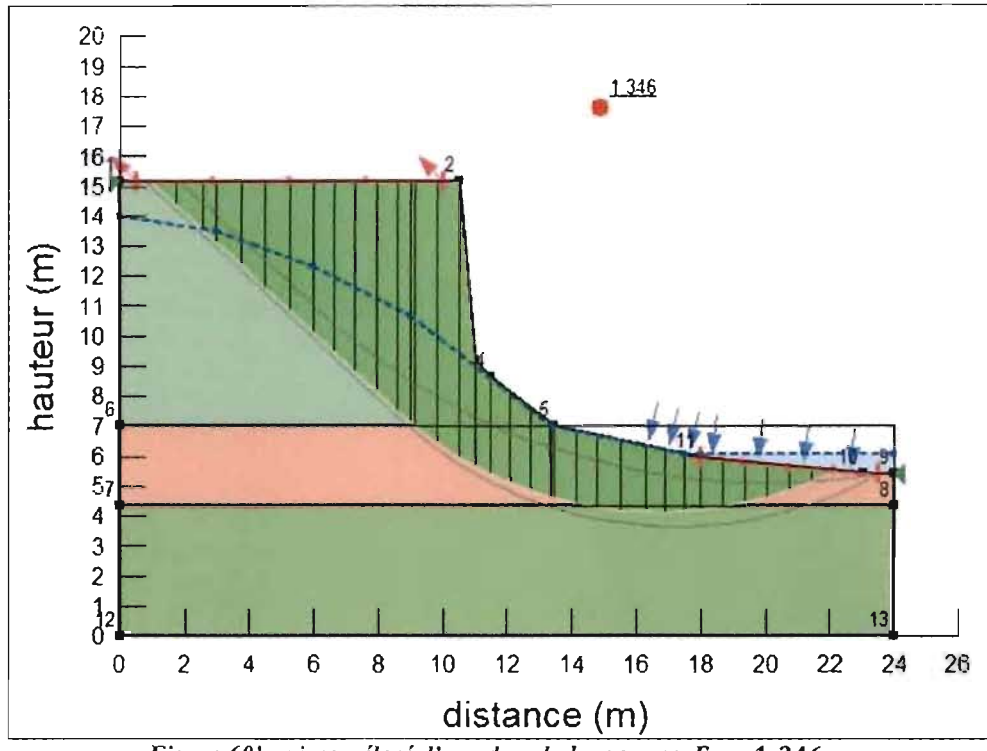


Figure 60' : niveau élevé d'eau dans la berge avec $F_s = 1,346$

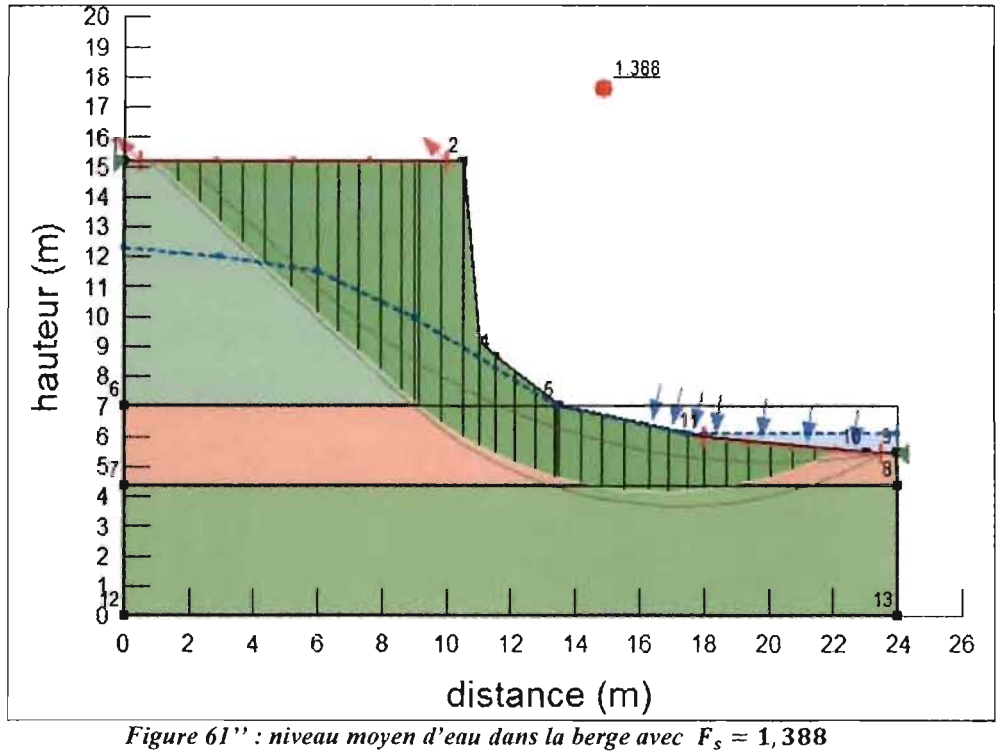


Figure 61'' : niveau moyen d'eau dans la berge avec $F_s = 1,388$

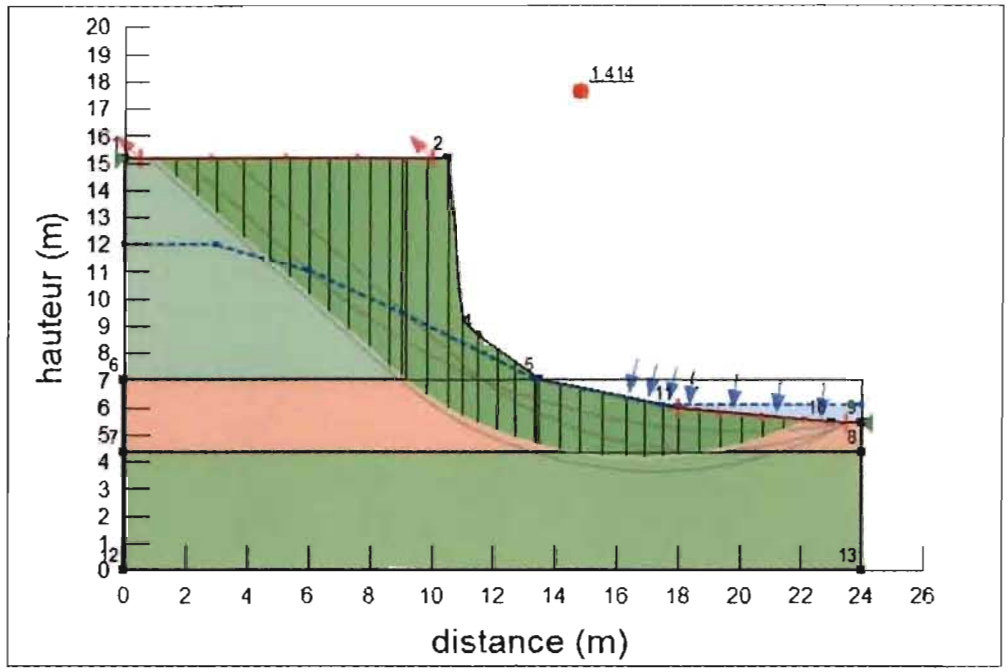


Figure 62''': niveau bas d'eau dans la berge avec $F_s = 1,414$

Tableau 30 : Tableau de résultats après simulation du deuxième cas (a), (b) et (c)

Surface de glissement actuelle	Unités	Deuxième cas (a)	Deuxième cas (b)	Deuxième cas (c)
Surface de glissement		70	70	70
Coef de sécurité		1,346	1,388	1,414
Volume	m^3	69,647	69,647	69,647
Poids	kN	1.332,320	1.332,322	1.332,324
Moment de résistance	kN-m	10.876,969	11.275,01	11.474,833
Moment d'activation	kN-m	8.083,773	8.123,7398	8.114,439
Force de résistance	kN	754,236	778,790	791,743
Force d'activation	kN	560,531	561,261	560,010
Rang du coef de sécurité		1	1	1
Sortie	m	(22,12 ; 5,50)	(22,12 ; 5,51)	(22,12 ; 5,51)
Entrée	m	(0,98 ; 15,16)	(0,98 ; 15,16)	(0,98 ; 15,16)
Rayon	m	11,49	11,49	11,49
Centre	m	(16,73 ; 15,66)	(16,73 ; 15,66)	(16,73 ; 15,66)

Troisième cas :

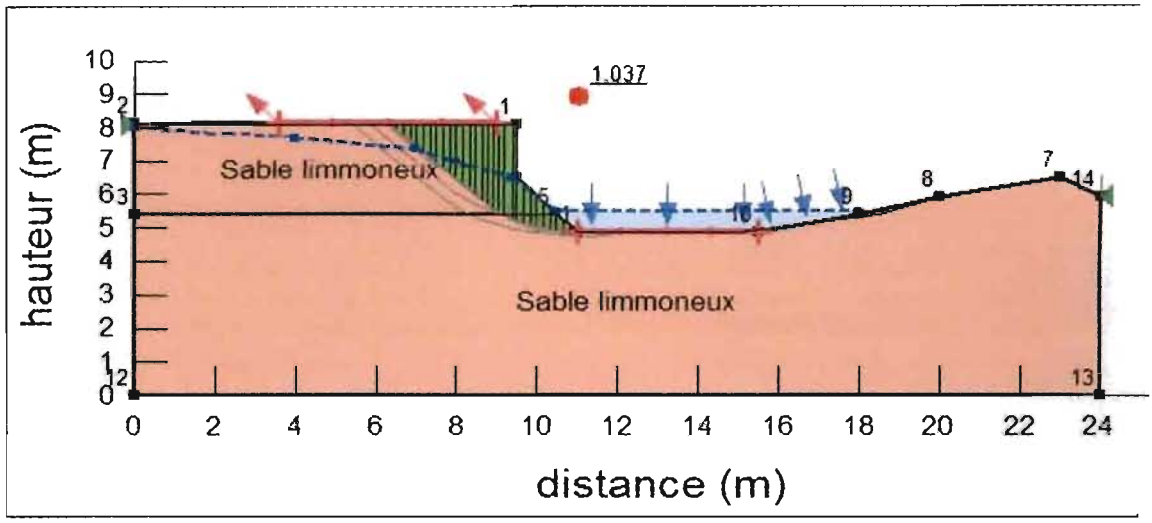


Figure 63' : niveau élevé d'eau dans la berge avec $F_s = 1,037$

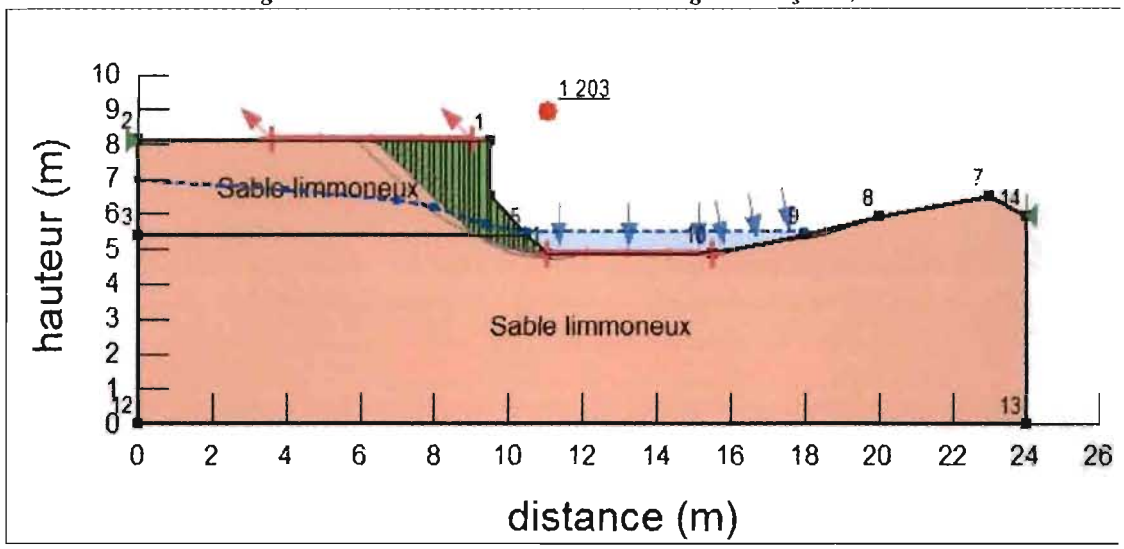


Figure 64'' : niveau moyen d'eau dans la berge avec $F_s = 1,203$

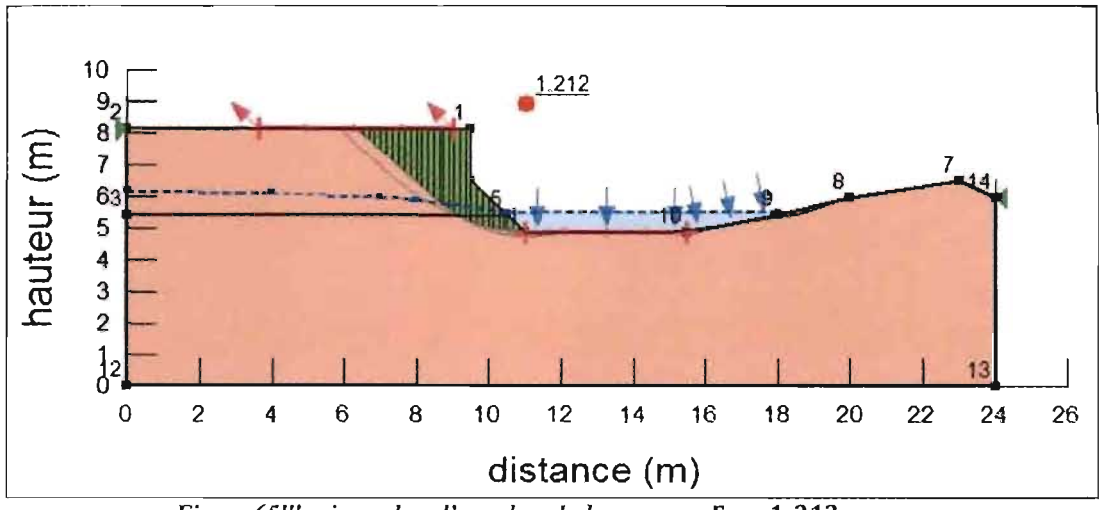


Figure 65''': niveau bas d'eau dans la berge avec $F_s = 1,212$

Tableau 31 : Tableau de résultats après simulation du troisième cas (a), (b) et (c)

Surface de glissement actuelle	Unités	Troisième cas (a)	Troisième cas (b)	Troisième cas (c)
Surface de glissement		80	80	80
Coef de sécurité		1,037	1,203	1,212
Volume	m^3	5,830	5,830	5,831
Poids	kN	116,842	116,846	116,846
Moment de résistance	kN-m	239,963	273,359	275,240
Moment d'activation	kN-m	231,291	227,387	227,185
Force de résistance	kN	56,1267	64,208	64,659
Force d'activation	kN	54,123	53,373	53.333
Rang du coef de sécurité		1	1	1
Sortie	m	(11 ; 4,87)	(11 ; 4,87)	(11 ; 4,87)
Entrée	m	(6,38 ; 8,12)	(6,38 ; 8,12)	(6,38 ; 8,12)
Rayon	m	3,369	3,369	3,369
Centre	m	(11,024 ; 8,242)	(11,024 ; 8,242)	(11,024 ; 8,242)

Nous nous limitons à la situation de la berge submergée qui d'après l'étude précédente, apparait la plus défavorable.

La submersion de la berge produit la diminution des valeurs du coefficient de sécurité au glissement. Le moment critique se situe au moment de la crue de la rivière ou lorsque l'eau est au plus haut niveau.

Néanmoins, il ne se produit pas de glissement lorsque la rivière est à son plus haut niveau.

On retrouve des valeurs faibles des coefficients de sécurité au moment de la baisse du niveau d'eau de la rivière à cause des pressions interstitielles résiduelles élevées.

Dans la période de décrue (site de Ntahangwa), le coefficient de sécurité diminue avec la baisse du niveau de l'eau sous le sommet de la berge. A même niveau d'eau dans la rivière, le coefficient de sécurité à la décrue est inférieur à celui résultant d'un état d'équilibre.

CHAPITRE VII. LES REMEDES

VII.1. Généralités

VII.1.1. Les travaux confortatifs et les traitements

Les travaux confortatifs et les traitements décrits ci-après sont envisageables :

- *Soit à titre curatif pour les glissements proprement dits ou les berges de stabilité précaire ;*
- *Soit à titre préventif pour les sites stables dont la stabilité risque d'être détruite par certains travaux dont l'exécution est projetée ;*

A la lumière de ce qui a été vu plus haut, on peut dire en résumé qu'un glissement de terrain intervient :

- *Soit par réduction des caractéristiques mécaniques du milieu ;*
- *Soit par accroissement des contraintes appliquées à ce milieu ;*
- *Soit par combinaison de ces deux causes fondamentales ;*

Nous classerons les remèdes envisageables en deux grandes familles :

- *Les actions rhéologiques qui agissent sur le milieu lui-même et visent à accroitre sa résistance à la rupture : amélioration des caractéristiques géologiques, par drainages, traitements, plantations ;*
- *Les actions mécaniques qui visent à créer des forces extérieures stabilisatrices ouvrages de soutènement, terrassements, élimination de surcharges.*

VII.1.2. Dans le cas d'un glissement

Il est impossible de définir efficacement des remèdes sans une étude préalable sérieuse des causes, et plus précisément d'un classement par ordre d'importance des diverses causes possibles.

Il n'existe pratiquement pas deux glissements identiques, on ne peut donc pas définir à priori un traitement passe partout. L'examen de la nature spécifique de chaque rupture est de faire apparaître ses caractères propres.

Les remèdes sont peu ou toujours onéreux, mal adaptés ou mal implantés, on voit fréquemment dans les zones de glissements, de fiers ouvrages de soutènement précipitamment implantés qu'on retrouve quelque mois plus tard basculés dans la pente.

VII.1.3. Précaution

- *Se persuader qu'il est toujours préférable de prévenir l'apparition de glissement de terrain, plutôt que d'avoir à stabiliser un versant où des ruptures sont apparues, il y à cela deux raisons principales :*

1°) une fois engagé, nous avons vu qu'un processus de rupture a tendance à se développer, la désorganisation de la zone instable s'accentuant avec le temps ;

2°) les travaux qu'il faut engager après sont donc toujours beaucoup plus onéreux que ceux qu'on aurait dû engager avant l'apparition d'un glissement pour accroitre la stabilité du site

- *Un seul type de remède est souvent insuffisant pour restaurer la stabilité permanente d'un versant.*

❖ *Les solutions les plus chères ne sont pas nécessairement les plus efficaces.*

VII.2. Actions sur l'eau : captage et drainages

Les actions visant à réduire les arrivées d'eau sur un site instable sont prioritaires puisqu'elles s'attaquent aux instabilités sans lesquelles les glissements, pour la plupart, ne se produiraient pas.

Dans ce domaine, les remèdes envisageables dépendent de l'origine et du mode d'action de l'eau.

a) Elimination des infiltrations superficielles issues du ruissellement incontrôlé.

Recherche et élimination des infiltrations anormales. Il peut s'agir d'eaux apportées par des puits perdus.

b) Captage des filtrations profondes (drainage profond)

Il s'agit d'intervenir :

- *Sur les nappes aquifères circulant dans certaines formations du versant et dont l'émergence se fait dans la zone instable.*
- *Sur les eaux superficielles qui s'infiltrent à l'amont immédiat du glissement et qui s'écoulent dans les terrains instables.*

VII.3. Actions mécaniques : les mouvements de terre et les ouvrages de soutènement

a) Généralités

Avant d'envisager la mise en œuvre d'actions mécaniques, et notamment la réalisation de murs de soutènement, il faudra impérativement, par un calcul de stabilité, s'efforcer de définir les efforts à reprendre. Même imprécise, cette approche est la seule qui puisse garantir d'un dispositif de confortation.

Retenons que la valeur du coefficient de sécurité d'un terrain instable définit la marge qui le sépare de l'équilibre, à partir de là se trouve définie la capacité minimale que doit posséder l'ouvrage projeté.

b) Réduction de la pente du talus par reprofilage général pour les endroits où ceci est possible,

c) Le rétablissement d'une couverture végétale

Le reboisement d'un site instable représente un traitement complémentaire efficace et indispensable.

Dans une zone instable, le reboisement ne doit donc être envisagé qu'après une bonne stabilisation d'ensemble.

NB : il est par ailleurs toujours souhaitable de combiner les arbres à racines profondes avec les espèces rampantes (mélanges de graminées et de légumineuses) qui constituent un tapis étanche efficace contre l'érosion.

CHAPITRE VIII. CONCLUSION GENERALE ET RECOMMANDATIONS

VIII. 1. Conclusion générale

En conclusion, la rivière Ntahangwa montre une grande variation de son tracé qui est bien visible si l'on compare les informations géomorphologiques relevées sur les cartes photographies aériennes et images. L'écoulement d'eau sur le fond de la Ntahangwa se charge de sédiments (particules solides), et d'un mélange eau sédiments se déplaçant ensuite le long du cours d'eau. Ce mouvement de sédiments (érosion, transport, dépôt) modifie l'écoulement mais aussi le fond du lit.

Des fois le phénomène devient très fort de telle sorte que l'approfondissement du lit par l'érosion sera suivi par l'éboulement des berges puis le transport en masse des sédiments.

Comme nous l'avons souligné, φ dépend de la granulométrie de granulat et de la cohésion des grains et que $\tau^*_{0,crit}$ augmente quand $\theta < \varphi$; telle est la condition de stabilité selon l'analyse de l'expression (2.17). Toute courbe qui se trouve dans la Ntahangwa provoque un changement de direction qui à son tour provoque une surélevation de la ligne d'eau du côté extérieur de la Ntahangwa pour s'opposer à la force centrifuge qui causent l'instabilité du lit.

La stabilité du lit d'un cours d'eau pouvant être évaluée à partir de deux critères dont la vitesse critique et la tension critique de frottement. Nous avons vue après évaluation que les sections requises pour l'érosion du lit sont irréalisables et que par conséquent la stabilisation artificielle de la rivière Ntahangwa est impérative.

Soulignons tout l'intérêt qu'il y a à ne pas faire confiance à la nature pour rétablir d'elle-même un équilibre rompu.

D'où la nécessité d'effectuer une étude très soignée et un calcul de stabilité des berges avant tout projet de dragage ou de construction d'un caniveau ou d'un mur de soutènement le long de la Ntahangwa.

L'autre cause d'instabilité est la variation hydrique de la saison sèche et humide. On considère en particulier l'effet de la fluctuation du niveau d'eau à l'extérieur et à l'interieur du massif sur celui de la pression interstitielle dans la berge. La combinaison de ces facteurs a généralement des effets catastrophiques, tel est le cas de notre zone d'étude.

Le modèle d'écoulement de Dupuis est adopté pour trouver la variation de la surface libre dans les lambeaux susceptibles de glisser. Le logiciel basé sur la méthode des tranches a été utilisé pour calculer les coefficients de sécurité au glissement des berges soumises à fluctuation du niveau d'eau.

Quand les lambeaux susceptibles de glisser sont submergés pendant un temps suffisamment long, la zone de rupture de la masse susceptible de glisser se localise dans la partie supérieure de la berge et se produit à la plaine mer. Au reflux, la zone de rupture correspond à des surfaces des glissements plus profondes liées à des pressions interstitielles élevées.

VIII.2. Recommandations

Pour une meilleure solution de stabilisation, un canal devrait être construit avec les murs de soutènement sur les deux berges et sur toute sa longueur urbaine. Cela devrait se faire de l'aval en amont, tronçon par tronçon où chaque tronçon représente la section se trouvant entre deux ponts consécutifs.

Afin d'éviter une augmentation de vitesse, on devrait éviter de réduire son lit d'écoulement et garder une allure sinueuse qui épouse grosso modo sa forme actuelle sauf aux endroits fortement menacés.

Tout projet de dragage doit faire l'objet d'une étude très soignée et d'un calcul de stabilité qui :

- devront ainsi permettre d'apprécier la marge de sécurité dont dispose le versant considéré vis-à-vis de la rupture,
- de définir la zone la plus menacée du site et la géométrie d'une rupture éventuelle
- d'examiner le risque associé à la réalisation sur le site de certains travaux (terrassements, constructions, etc.) lesquels vont nécessairement modifier la valeur du coefficient de sécurité qui a été défini pour les versants vierges

À la population, d'éviter de jeter les ordures ménagées dans la rivière car cela contribue à la pollution de d'environnement.

Au gouvernement, nous demandons d'établir une zone à haut risque le long de la Ntahangwa et d'évacuer toute la population s'y trouvant pour la réattribuer des nouvelles concessions dans les sites sans danger.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

1. Ouvrages

1) PHILIPPONNAT Gérard. *Fondations et ouvrages en terre*. Eyrolles, 1997.
2) Guy SANGLERAT, Problèmes de mécanique des sols et fondations, Tome 1, Paris, Dunod, 1983.
3) Guy SANGLERAT, Problèmes de mécanique des sols et fondations, Tome 2, Paris, Dunod, 1983.
4) Jean Pierre MASEKANYA, Cours de mécanique des sols, fondations, et soutènement, ITS, Syllabus II^{ème} année, Université du Burundi, 2013.

2. Thèses et mémoires consultés.

1) « Etude de la stabilité des berges de rivière soumises à la marée », 2013, Auteur : CHHUN Soksan
2) Jérémie MINANI, Etude de la stabilité des berges : Cas du ruisseau séparant les quartiers Mugoboka et Mutanga Sud en vue de la protection du pont reliant les deux sites, Mémoire, FSA, Université du Burundi, 2009.
3) Régis MPAWENAYO, Régulation et stabilisation des cours d'eau torrentiels de la ville de Bujumbura, Cas du ruisseau GIHOSHA, Mémoire, FSA, Université du Burundi, 2008.
4) Robert CHARLIER, Cours de mécanique des sols, fondations, routes et soutènement, Université de Liège, Faculté des sciences appliquées, 2005.

3. Articles et Cours

1) Jean-Pierre Magnan, L'analyse de stabilité en géotechnique – Généralités, Paris, mars 2011
2) ***Cours de Hydraulique***, 3ème Génie civil, Institut Technique Supérieur, Université du Burundi.
3) ***Cours de Mécanique des sols et fondations II***, 3ème Génie civil, Institut Technique Supérieur, Université du Burundi.
4) ***Cours de Mécanique des sols***, 2ème Génie civil, Institut Technique Supérieur, Université du Burundi.
5) ***Cours de Hydrologie***, 3^{me} Génie civil, Institut Technique Supérieur, Université du Burundi.
6) ***Cours de Topographie***, 2ème Génie civil, Institut Technique Supérieur, Université du Burundi.

4. Liens internet des sites WEB utilisés

1) https://www.google.bi/?gws_rd=cr,ssl&ei=mHG8V6_mLYn9aYCGorAF#q=ecoulement+de+dupuit (ecoulement de dupuit)
2) http://www.grr.ulaval.ca/gaa_7003/Documents/Notes_cours_2012/CH_4_DF.pdf
3) http://www.genicivil/cisallement
4) http://www.ir20015polytech.be/mecasol
5) http://genie-civil-cours.blogspot.com
6) http://www.yopdf.eu/methodedecalculdestabilite

ANNEXES 1

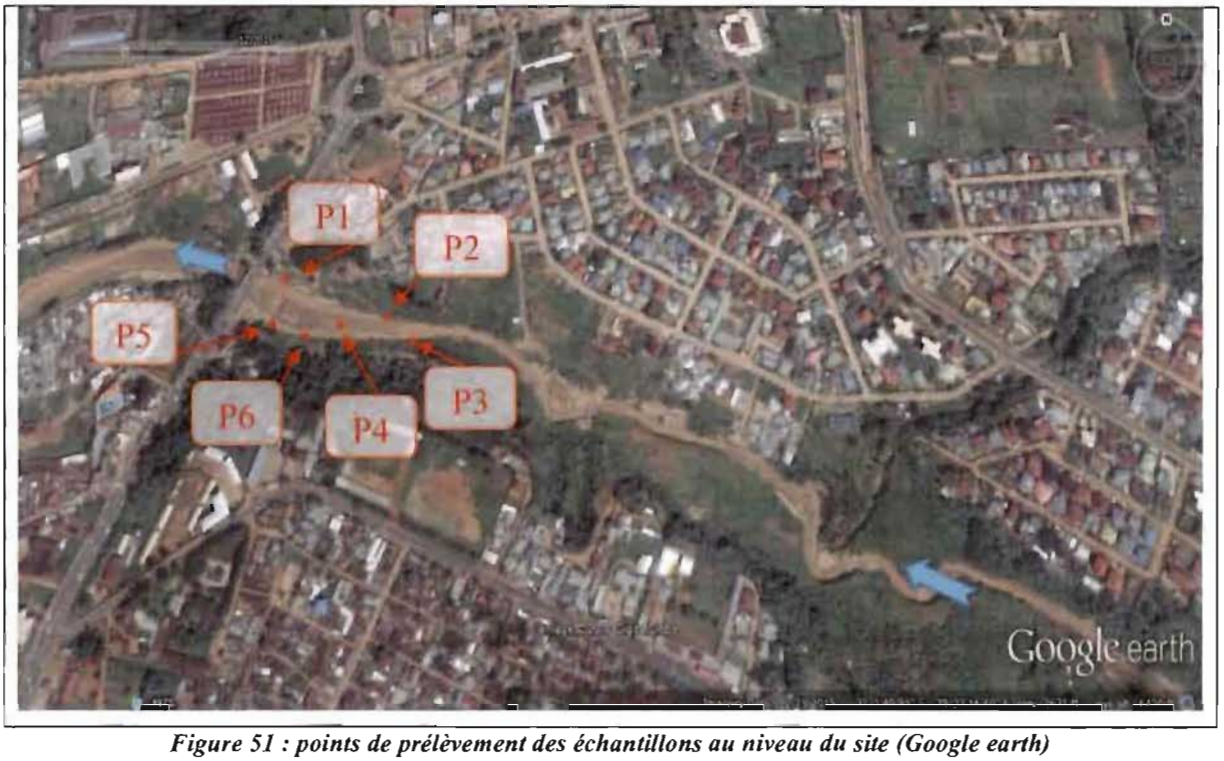


Figure 51 : points de prélèvement des échantillons au niveau du site (Google earth)