

RÉPUBLIQUE DU CAMEROUN

Paix-Travail-Patrie

\*\*\*\*\*

UNIVERSITÉ DE YAOUNDÉ I

\*\*\*\*\*

CENTRE DE RECHERCHE ET DE  
FORMATION DOCTORALE EN  
SCIENCES, TECHNOLOGIES ET  
GÉOSCIENCES

\*\*\*\*\*

UNITE DE RECHERCHE ET DE  
FORMATION DOCTORALE  
PHYSIQUE ET APPLICATIONS

\*\*\*\*\*

B.P 812 Yaoundé  
E-mail : crfd\_stg@uy1.uninet.cm



REPUBLIC OF CAMEROON

Peace-Work-Fatherland

\*\*\*\*\*

UNIVERSITY OF YAOUNDE I

\*\*\*\*\*

POSTGRADUATE SCHOOL OF  
SCIENCE, TECHNOLOGY AND  
GEOSCIENCES

\*\*\*\*\*

DOCTORATE RESEARCH UNIT  
FOR PHYSICS AND  
APPLICATIONS

\*\*\*\*\*

P.O Box 812 Yaoundé  
E-mail: crfd\_stg@uy1.uninet.cm

LABORATOIRE DE PHYSIQUE DE L'ENVIRONNEMENT

TERRESTRE

LABORATORY OF PHYSICS OF EARTH'S ENVIRONMENT

## APPORT DE LA GEOPHYSIQUE A LA STABILITE DES OUVRAGES

*Mémoire Thèse de Doctorat/PhD présenté en vue de l'obtention du  
Diplôme de Doctorat/PhD en Physique*

*Option : Géophysique et Géo exploration*

Par :

**MBOUOMBOUO NGAPOUTH Ibrahim**

**Titulaire d'un Master en Physique**

**Master of Science in Physics**

**Matricule : 09W1092**



Sous la direction de :

**NJANDJOCK NOUCK Philippe**

**Professeur / Université de Yaoundé I**

*Année 2023*



DEPARTEMENT DE PHYSIQUE

DEPARTMENT OF PHYSICS

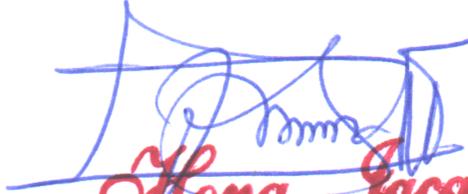
## ATTESTATION DE CORRECTION DE LA THESE DE DOCTORAT/Ph.D

Nous, Professeur **HONA Jacques**, Examineur, et Professeur, **BEN-BOLIE Germain Hubert**, Président du jury de la Thèse de Doctorat/Ph.D de Monsieur **MBOUOMBOUO NGAPOUTH Ibrahim**, Matricule **09W1092**, préparée sous la direction du Professeur **NJANDJOCK NOUCK Philippe** intitulée : « **Apport de la géophysique à la stabilité des ouvrages** », soutenue le **Judi, 13 Avril 2023**, en vue de l'obtention du grade de Docteur/Ph.D en Physique, Spécialité **Physique de l'environnement terrestre**, option **Géophysique et géoexploration**, attestons que toutes les corrections demandées par le jury de soutenance ont été effectuées.

En foi de quoi, la présente attestation lui est délivrée pour servir et valoir ce que de droit.

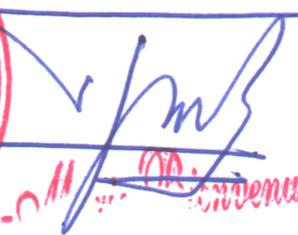
Fait à Yaoundé le **18 AVR 2023**

L'Examineur

  
**Hona Jacques**  
Maître de Conférences

Le Président du jury

  
**Ben-Bolie Germain Hubert**  
Professeur

  
Le Chef de Département de Physique  
  
**Professeur**

## DEDICACES

Je dédie cette thèse à :

Mon défunt père : **NGAPOUTH NJIKAM Adamou**

Ma mère : **NGOUTANE Pasma Epse NGAPOUTH**

Ma sœur aînée : **MAPON WEISS Mariatou**

## REMERCIEMENTS

A la fin de la rédaction d'une thèse, les remerciements, à mon avis, sont le moyen le plus fort de montrer que la thèse n'est pas le fruit d'un seul individu, mais plutôt un travail d'une équipe qui, par moment, a travaillé dans des conditions extrêmement difficiles pour arriver au bout.

Je remercie d'abord **DIEU** le Tout Puissant pour la santé, la force et le courage qu'il continue à m'accorder.

J'adresse mes remerciements à ces personnalités et personnes qui n'ont ménagés aucun effort pour l'aboutissement de cette thèse. Je distingue ainsi trois catégories, à savoir la communauté Universitaire, la famille et les amis.

S'agissant de la communauté Universitaire :

Depuis 2009, date de ma première inscription à l'Université de Yaoundé 1, mon parcours académique a été marqué par une personne particulière. Il s'agit du Professeur **NJANDJOCK NOUCK Philippe**, qui a encadré et supervisé mes premiers pas dans la recherche scientifique, notamment lorsque je réalisais mon mémoire de Master II. Sans sa rigueur, sa disponibilité, sa patience, ses encouragements, sa capacité de discernement, ses capacités humaines (il ne sait pas faire la différence des origines, qu'elle soit socio-culturelle, ethnique ou politique) je n'aurais certainement pas vu la lumière de la géophysique. Il m'a permis d'accéder à beaucoup de données, m'a suivi et guidé dans les différentes étapes de ce travail. Je lui demande tout simplement de recevoir et d'accepter mes remerciements les plus sincères.

Je remercie également le Professeur **MELI'I Jorelle Larissa** pour son suivi et ses multiples conseils.

Un grand merci aux différents membres des jurys de soutenance de cette thèse : Prs **BEN-BOLIE Germain Hubert**, **HONA Jacques**, **SIMO Elie**, **MBONO SAMBA**, **JEAN Marcel** pour leurs grandes disponibilités à la relecture dans les délais, des documents que je leurs aurai ainsi adressés.

Je remercie le Recteur **Aurélien Maurice SOSSO** qui a bien voulu me sélectionner en Master et en Thèse à l'Université de Yaoundé I.

Un grand merci aux responsables de l'Ecole Doctorale, que sont : le Pr **PEGNYEMG Dieudonné** et le Pr **OWONO OWONO Luc Calvin**, pour leur disponibilité, leurs capacités d'organisation et le traitement diligent du dossier relatif à cette thèse de Doctorat/Ph.D.

Ma gratitude va à l'endroit du Professeur **TCHOUANKEU Jean Claude**, Doyen de la Faculté des Sciences et tous les Vice-Doyens, pour leurs encadrements et leurs facilitations administratives.

Je remercie vivement le Professeur **NDJAKA Jean Marie**, Chef du Département de Physique à faculté des sciences de l'Université de Yaoundé 1, pour le climat propice de travail qu'il assure au sein du Département.

Un grand merci au Professeur Emérite **MANGUELLE-DICOUM Eliézer**, pour ses multiples conseils et encouragements.

Merci aux enseignants du Département de Physique, en général, du Laboratoire de Géophysique et Géo exploration, en particulier : les Professeurs **TABOD Charles TABOD**, **NOUAYOU Robert**, **NDOUGSA MBARGA Théophile**, **OWONA ANGUE Marie Louise**, **ENYEGUE A NYAM Françoise** pour l'encadrement et les conseils. A eux j'associe **DJUIDJE Germaine**, **VONDOU Derbetini**, **ZEKENG Serge Sylvain**, merci pour tout.

Je remercie particulièrement les docteurs et doctorants **GWETH Marthe MBOND Ariane**, **NGUEMHE Fils Salomon**, **KOFFI Yvonne**, **GOUNOU POKAM Blaise Pascal**, **NJOCK Michel Constant**, **POUTH NKOMA André Michel**, **MBOUOMBOU NSOUNJOUNDI Aderou**, **NCHOUTPOUEN DIGNIGNI SANI Mohammed Mounir**, **NSANGOU Louise Marietta**, **NDOUH Houdou**, pour avoir accompagné non seulement dans la rédaction de l'article mais également pour les multiples descentes sur le terrain.

Je remercie particulièrement mon camarade **GOUNOU POKAM Blaise Pascal** pour m'avoir aidé avec mon encadreur le Professeur **NJANDJOCK NOUCK Philippe** à obtenir un stage qui m'a permis non seulement à me familiariser à des campagnes pénétrométriques et pressiométriques, à collecter les données qui ont rendu facile la rédaction de cette thèse.

Je remercie mes camarades et aînés scientifiques, ici je cite : Les Professeurs **NSHAGALI Georges**, **DIAB Ahmad DIAB**, les Docteurs **ARETOUYAP Zakari**, **TEIKEU ASSATSE William**, **EKORO Harlin**, **OYOA Valentin**, aux Mesdemoiselles **TAMTHO WELL**, **TCHATO Sandra Céleste**, Messieurs **KENFACK Chamberlin (de regretté mémoires)**, **SAMEGNI FANKEP Rodrigue**, avec qui, les discussions ont été très fructueuses lors de la rédaction des articles relatifs à cette thèse et surtout pendant les descentes sur le terrain.

Je n'oublie pas tous les autres camarades du Laboratoire de Géophysique et Géologie non cités, je vous suis sincèrement reconnaissant pour nos échanges bénéfiques.

S'agissant de la famille

Je remercie mes chers frères et sœurs : **MBOHOU Mama, NJIKAM Mama, LAYOUH NGAPOUTH Seidou, NCHANKOU Mama, NGAPOUTH Alima, NJAPNDOUKEN NGAPOUTH Ramatou, PAMBOUNDAM NGAPOUTH Rikiatou, NGOUNGOURE NGAPOUTH Sabiatou, NGAPOUTH Zenabou et PEMBOURA NGAPOUTH Raïna** pour leur amour.

Je remercie mes neveux et nièces : **APOUAGNIGNI NSANGOU Abdel, NJAPNDOUNKE NCHANKOU Mariama, MOUNDI Awa, MANDOU POUTOUNGNIGNI Mariama, ABDEL MOUANJI NJIKAM, MBOUOMBOUO MOKOU Marafat, LAYOUH NGAPOUTH Akim, NGAPOUTH BALEN Atan Salim** et tous ceux que je n'ai pas cités pour les bonnes choses qu'on a vécues ensemble.

Je remercie mes beaux-frères : Professeur **MOUNDI Amidou**, aux Messieurs **MBOUOMBOUO MOKOU Seidou** et **GBENTKOM Ibrahim**.

Je remercie ma dulcinée **NGAINSON Anaïs Jessica** pour son soutien et ses encouragements durant cette période.

S'agissant de mes amis

- Je remercie mes chers amis devenus frères : **CHARA-DACKOU Venant Sorel, MOUNCHIKPOU NGAPNA Arouna, PEKASSA Aboubakar Sidick, MFOREIN ahmed Charzly, AYIAGNIGNI MOUNCHILI Ibrahim, NJOYA Salifou, PAFEYOUEM, ANKOUMA, WOUCHATLAN Cyrille** et **MBOUOMBOUO KOUTOU Mohamed** pour leur soutien et prodigieux conseils.

Que toutes celles et tous ceux qui ont, de près ou de loin, contribué à la réalisation de cette œuvre scientifique et dont les noms auraient été involontairement oubliés, trouvent ici l'expression de ma sincère reconnaissance.

## TABLE DES MATIERES

<b>DEDICACES</b> .....	<b>i</b>
<b>REMERCIEMENTS</b> .....	<b>ii</b>
<b>TABLE DES MATIERES</b> .....	<b>v</b>
<b>LISTE DES FIGURES</b> .....	<b>ix</b>
<b>LISTE DES TABLEAUX</b> .....	<b>xi</b>
<b>SYMBOLES ET ABREVIATIONS</b> .....	<b>xii</b>
<b>RESUME</b> .....	<b>xvi</b>
<b>ABSTRACT</b> .....	<b>xviii</b>
<b>INTRODUCTION GENERALE</b> .....	<b>1</b>
<b>CHAPITRE 1 : REVUE DE LA LITTERATURE SUR LES OUVRAGES ET LA GEOPHYSIQUE</b> .....	<b>4</b>
<b>Introduction</b> .....	<b>5</b>
<b>1. DEFINITIONS DES MOTS CLES</b> .....	<b>5</b>
<b>1-1. Géophysique</b> .....	<b>5</b>
<b>1-2. Stabilité</b> .....	<b>5</b>
<b>1-3. Ouvrage</b> .....	<b>6</b>
<b>1-4. Fondation</b> .....	<b>6</b>
<b>2. GENERALITES SUR LES OUVRAGES ROCHEUX</b> .....	<b>7</b>
<b>2-1. Glissements de terrain</b> .....	<b>7</b>
<b>2-2. Facteurs contrôlant le type et le taux de glissement</b> .....	<b>8</b>
<b>2-3. Etapes de l'activité des glissements de terrain</b> .....	<b>9</b>
<b>2 - 4. Quelques modes d'instabilités affectant les ouvrages de sol</b> .....	<b>9</b>
<b>3. INSTABILITES DES OUVRAGES</b> .....	<b>12</b>
<b>3-1. Angle de la pente</b> .....	<b>13</b>
<b>3-2. Hauteur de la pente</b> .....	<b>14</b>
<b>3-3. Géométrie du flanc de carrière</b> .....	<b>14</b>
<b>3-4. Influence de l'eau</b> .....	<b>15</b>
<b>3-5. Définition et implantation d'un système de surveillance des ouvrages</b> .....	<b>16</b>
<b>3-5-1. Surveillance visuelle</b> .....	<b>16</b>
<b>3-5-2. Nombre et localisation des dispositifs de mesure</b> .....	<b>16</b>
<b>3-5-3- Fréquences des mesures</b> .....	<b>18</b>
<b>3-5-4. Interprétation des résultats d'auscultation</b> .....	<b>18</b>
<b>3-5-5. Classification des massifs rocheux</b> .....	<b>19</b>

<b>3-6. Mouvements de terrain.....</b>	<b>20</b>
<b>3-6-1. Classification des mouvements de terrain .....</b>	<b>20</b>
<b>3-6-1-a. Mouvements lents et continus .....</b>	<b>20</b>
<b>3-6-1-b. Mouvements rapides et discontinus.....</b>	<b>21</b>
<b>3-6-2. Types d'instabilité des excavations souterraines et a découvert .....</b>	<b>21</b>
<b>3-6-2-a. Instabilités structurales.....</b>	<b>22</b>
<b>3-6-2-b. Instabilités par excès de contraintes .....</b>	<b>22</b>
<b>3-6-2-c. Instabilités mixtes .....</b>	<b>23</b>
<b>3-6-3. Stéréographie et instabilités structurales .....</b>	<b>23</b>
<b>3-6-4. Principes et hypothèses de la méthode des tranches .....</b>	<b>25</b>
<b>3-6-5. Calcul du coefficient de sécurité .....</b>	<b>27</b>
<b>3-6-5-a. Principe des méthodes de calcul.....</b>	<b>29</b>
<b>3-6-5-b. Méthode de poux .....</b>	<b>29</b>
<b>3-6-5-c. Méthode de Fellenius (1927) .....</b>	<b>30</b>
<b>3-6-5-d. Méthode de Bishop (1955) .....</b>	<b>32</b>
<b>3-6-5-e. Méthode de Janbu (1967).....</b>	<b>32</b>
<b>4. ZONE D'ETUDE.....</b>	<b>32</b>
<b>4-1. Revue sur la zone d'étude.....</b>	<b>33</b>
<b>4-1-1. Revue géologique .....</b>	<b>33</b>
<b>4-1-2. Revue pétrophysique .....</b>	<b>33</b>
<b>5. CONTRAINTE VERTICALE SUR UNE FACETTE PARALLELE A LA PENTE .</b>	<b>36</b>
<b>6. NOTION DE FACTEUR DE SECURITE.....</b>	<b>38</b>
<b>Conclusion.....</b>	<b>39</b>
<b>CHAPITRE II : MATERIEL ET METHODES .....</b>	<b>40</b>
<b>Introduction .....</b>	<b>41</b>
<b>1. MATERIEL UTILISE .....</b>	<b>41</b>
<b>1-1. Boussole.....</b>	<b>41</b>
<b>1-2. Décamètre .....</b>	<b>42</b>
<b>1-3. Récepteur GPS .....</b>	<b>43</b>
<b>1-4. Equerre .....</b>	<b>44</b>
<b>1-5. Sondages pénétrométriques .....</b>	<b>44</b>
<b>1-6. Sondages pressiométriques .....</b>	<b>47</b>
<b>2. COTE DE LA MASSE ROCHEUSE (RMR) .....</b>	<b>47</b>
<b>2-1. Résistance du matériau de la roche intact (R1) .....</b>	<b>48</b>
<b>2-2. Désignation de la qualité de la roche (RQD) (R2) .....</b>	<b>50</b>

2-3. Espacement des discontinuités (R3).....	52
2-4. Condition des discontinuités (R4) .....	52
2-5. État des eaux souterraines (R5) .....	54
2-6. Estimation de la base RMR.....	54
2-7. Cote de la masse de la pente (SMR) .....	55
2-8. Indice Q.....	57
2-9. Etude cinématique .....	58
3. ANALYSE SISMIQUE.....	59
4. ESSAIS PENETROMETRIQUES .....	59
4-1. Appareillage.....	59
4-2. Principe .....	60
4-3. Formule de battage hollandais.....	61
5. ESSAIS PRESSIOMETRIQUES.....	65
5-1. Appareillage.....	65
5-2. Principe .....	66
5-3. Module pressiométrique et pression limite (essais pressiométriques).....	66
6. CAS DE RUPTURES PLANES (GLISSEMENTS PLANS).....	69
6-1. Cas des ruptures circulaires (glissements circulaires).....	70
6-2. Méthode de Fellenius .....	71
6-3. Méthode de Bishop.....	72
Conclusion.....	72
CHAPITRE III : RESULTATS ET DISCUSSION .....	73
Introduction .....	74
1. RESULTATS .....	74
1-1. Nombre de joints par mètre cube $JV$ .....	74
1-2. Désignation de la masse rocheuse (RQD) .....	74
1-3. Espacement des discontinuités (R3).....	75
1-4. Cote de la masse rocheuse (RMR).....	76
1-5. Cote de la masse de la pente (SMR) .....	77
1-6. Indice Q.....	79
1-7. Relation entre RMR et Q .....	81
1-8. Modification de la classification Q .....	81
1-9. Résultat facteurs de sécurités.....	86
1-9-1. Projection stéréographique.....	86
1-9-2. Fellenius .....	86
1-9-3. Bishop .....	86

<b>1-10. Résultat sismique .....</b>	<b>88</b>
<b>1-11. Résultat pénétrométrique.....</b>	<b>89</b>
<b>1-12. Résultat pressiométrique.....</b>	<b>95</b>
<b>2. DISCUSSION .....</b>	<b>102</b>
<b>Conclusion.....</b>	<b>103</b>
<b>CONCLUSION GENERALE ET PESPECTIVES.....</b>	<b>104</b>
<b>REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES .....</b>	<b>107</b>
<b>ANNEXE .....</b>	<b>116</b>

## LISTE DES FIGURES

Figure 1-1: Risques naturels récents produits dans la région de Bafoussam, en Afrique Centrale. a) Photos des terrains accidentés ; b) Populations cherchant des survivants dans les décombres du glissement de terrain c) Corps extraits des débris d) Faille ouverte observée sur la chaussée à Bafoussam. (Aretouyap et al., 2021).....	8
Figure 1-2: Eléments principaux de la description d'un glissement de terrain (Durville et Seve, 1996). .....	10
Figure 1-3: Ecroulement (Reid et al., 1999). .....	11
Figure 1-4: Renversement (Reid et al., 1999).....	11
Figure 1-5: Glissement : (a) Rotation, (b) plan (Reid et al., 1999). .....	12
Figure 1-6: Paramètres géométriques d'un talus (Closset et Wojtkowiak., 1993). ..	14
Figure 1-7: Influence de la géométrie du flanc de carrière dans le plan horizontal sur la valeur du coefficient de sécurité global F réel et calculé (Feuga et Wojtkowiak, 1987).....	15
Figure 1-8: Contrainte normale verticale en un point du massif (Closset et Wojtkowiak., 1993). .....	16
Figure 1-9 : Schéma type d'un profil instrumenté (Closset et Wojtkowiak., 1993). ..	18
Figure 1-10 : Coupe d'une pente découpée en tranches (Faure, 2001). .....	25
Figure 1-11 : Exemple de rupture circulaire (Faure, 2001). .....	27
Figure 1-12 : Coupe d'une pente avec les forces agissantes (Faure, 2001). .....	30
Figure 1-13 : Coupe d'une pente avec les forces agissant sur les surfaces glissantes (Faure, 2001). .....	31
Figure 1-14 : Carte des routes principales de la zone d'étude (Google Map, 2022 modifiée).....	34
Figure 1-15 : Carte géologique de la zone d'étude. ....	35
Figure 1-16 : Coupes des pentes étudiées. ....	36
Figure 1-17 : (a) Contrainte verticale exercée sur une facette parallèle à la pente (b) Décomposition de cette contrainte verticale suivant le repère lié à la facette. ....	37
Figure 2- 1 : Boussole. ....	42
Figure 2-2 : Décamètre. ....	43
Figure 2-3: Récepteur GPS.....	43
Figure 2-4: Equerre.....	44
Figure 2-5 : Description schématique de pénétromètre (a) statique et (b) dynamique (Koudery, 2005). .....	45
Figure 2-6 : Deux types du pénétromètre dynamique lourd : (a) type A (FORDIA) ; (b) type B (GEOTOOL).....	46
Figure 2-7 : Pressiomètre de Menard (a) et tarière mécanique (b). ....	47

Figure 2-8 : Méthode d'étude (Rasyikin et al., 2019).....	50
Figure 2-9 : Procédure de mesure et de calcul de la RQD (After Deere D., 1967)...	51
Figure 2-10 : Persistance des joints (Einstein et al., 1983).....	53
Figure 2-11 : Persistance de joint commun par rapport à la longueur (Einstein et al., 1983).....	54
Figure 2-12 : Description des paramètres de l'indice Q (Hutchinson and Diederichs, 1996).....	58
Figure 2-13 : Schéma de principe du pénétromètre (Montcho, 2005).....	60
Figure 2-14 : Principe de fonctionnement de l'essai pressiométrique (Avor, 2011).	66
Figure 2-15 : Résultats brutes de mesure (Philipponnat et Hubert, 2000). ....	67
Figure 2-17 : Type de rupture plane.....	70
Figure 2-18 : Type de rupture circulaire. ....	70
Figure 2- 19 : Méthode des tranches (Closset, et al., 1993). ....	71
Figure 3-1 : Relation entre RMR et Q des pentes étudiées de la zone.....	81
Figure 3-2 : Comparaison entre les valeurs de RMR, Q et SMR de différentes pentes. ....	82
Figure 3-3 : Relation entre RMR et Qm pour différentes roches des pentes étudiées. ....	83
Figure 3-4 : Comparaison entre le SMR de l'équation 2-10 et le SMR de l'équation 3-5.....	85
Figure 3-5 : Corrélation entre les SMR de l'équation 2-10 et SMR de l'équation 3-5 des dix pentes étudiées. ....	85
Figure 3-6 : Analyse cinématique des pentes de la zone. ....	87
Figure 3-7 : Pénétrogramme (1a) de la station 1, pénétrogramme (1b) de la station 2 et pénétrogramme (1c) de la station 3. ....	90
Figure 3- 9 : Pénétrogramme de la station 1 (2a), pénétrogramme de la station 2 (2b), et pénétrogramme de la station 3 (2c). ....	93
Figure 3-10 : Pénétrogramme de la station 4 (2d), pénétrogramme de la station 5 (2c) et pénétrogramme de la station 6 (2f).....	94
Figure 3-11 : Pressiogramme de pression limite (19a), pressiogramme du module pressiométrie (19b) et pressiogramme de Em/Pl de la station 1 (19c).....	97
Figure 3-12 : Pressiogramme de pression limite (20a), pressiogramme du module pressiométrique (20b) et pressiogramme de Em/Pl de la station 2 (20c). ....	98
Figure 3-13 : Pressiogramme de pression limite (21a), pressiogramme du module pressiométrique (21b) et pressiogramme de Em/Pl de la station 3 (21c). ....	99
Figure 3-14 : Pressiogramme de pression limite (22a), pressiogramme du module pressiométrique (22b) et pressiogramme de Em/Pl de la station 4 (22c). ....	100
Figure 3-15 : Histogramme de la profondeur en fonction de la pression limite. ....	101
Figure 3-16 : Histogramme de la profondeur en fonction de la pression.....	102

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1-1 : Différents exemples de définitions d'un coefficient de sécurité, LAMBE (1973). .....	38
Tableau 1-2 : Valeurs de F.S en fonction de l'importance de l'ouvrage. ....	39
Tableau 2-1 : Différence entre le PDA et le PDB (Arvor, 2010). ....	46
Tableau 2-2 : (A) Classification géomécanique de la base de masse rocheuse articulé de Bieniawski (1989).....	48
Tableau 2-3 : Valeurs des facteurs d'ajustement pour différentes orientations des joints (Romana, 1985). ....	56
Tableau 2-4 : Valeurs du facteur d'ajustement $F_4$ pour la méthode d'excavation (Romana, 1985).....	57
Tableau 2-5 : Caractéristiques du pénétromètre lourd de type B. ....	60
Tableau 3 - 1: Valeurs du nombre de joints par mètre cube.....	74
Tableau 3-2: Description des tailles de blocs à partir des $J_v$ obtenues. (Palmström, 1975).....	74
Tableau 3-3 : Différentes valeurs de RQD selon Deere et al., 1967 et selon Palmström, 1982. ....	75
Tableau 3-4 : Echelle de qualité d'un massif rocheux en fonction de RQD (Deere, 1967).....	75
Tableau 3 - 5 : Espacement moyen des joints. ....	76
Tableau 3-6 : Différentes valeurs de RMR. ....	77
Tableau 3-7 : Valeurs des SMR des pentes. ....	78
Tableau 3-8 : Définition de classes de SMR Romana (1985, 1993).....	79
Tableau 3-9 : Différentes valeurs de $Q$ . ....	80
Tableau 3-11 : Différentes valeurs de $Q$ modifiées.....	83
Tableau 3-12 : Valeurs de SQR et SMR.....	84
Tableau 3-13 : Différentes valeurs de facteurs de sécurité des pentes étudiés. ....	88
Tableau 3-14 : Valeurs des constantes de cisaillement. ....	88
Tableau 3-15 : Résistance dynamique de pointe $Q_{di}$ en MPa. ....	89
Tableau 3-16 : Contrainte admissible $\sigma_{adm}$ en bars. ....	92
Tableau 3-17 : Caractéristique des sols selon l'essai pressiométrique station 1, 2, 3, et 4. ....	96

## SYMBOLES ET ABBREVIATIONS

- $N_i$  : Forces normales ;
- $T_i$  : Efforts tranchants à la base de la tranche ;
- $E_i$  : Forces normales agissant sur l'interface des tranches ;
- $X_i$  : Valeurs de la coordonnée qui identifie le point d'application de
- F.S : Facteur de sécurité ;
- W : Poids total de la tranche de largeur b et de hauteur h ;
- N : T Composantes normale et tangentielle de la force agissant à la base de la tranche ;
- X : E Composantes verticale et horizontale des forces inter tranches ;
- b : Epaisseur de la tranche ( $b=l \cdot \cos\alpha$ ) ;
- $\alpha$  : Angle que fait la base de la tranche avec l'horizontale ;
- R : Rayon du cercle de rupture de centre o ;
- l : Longueur du plan de glissement de la tranche ;
- x : Bras de levier du poids des terres ;
- c : Cohésion du sol au niveau de la tranche ;
- b : Largeur de la tranche ;
- w : Poids de la tranche ;
- $\varphi$  : Angle de frottement interne du sol au niveau de la tranche ;
- $\alpha$  : Inclinaison de la tranche ;
- u : Pression interstitielle au niveau de la surface basale de la tranche ;
- a : Rapport des masses ;
- $A_p$  : Section transversale ;
- $a_p(t)$  : Ralentissement de l'ensemble ;
- $E_d$  : Energie de déformation ;
- $E_M$  : Module pressiométriques ;
- e : Enfoncement du cône dans le sol en m ;
- $e'_p$  : Raccourcissement élastique du pénétromètre ;

- F : Force en Newton ;
- $g$  : Accélération terrestre en  $m.s^{-2}$  ;
- h: Charge hydraulique en m ;
- $h_0$  : Hauteur prise à la surface du sol jusqu'à la position détendeur ;
- H : Hauteur de chute en m ;
- H : Profondeur prise à la surface du sol jusqu'à la cellule centrale ;
- $\Delta h$  : Enfoncement de 0,2 m ;
- $k_1, k_2$  et  $k_3$  Coefficients de correction adimensionnels ;
- $k_c$  : Facteur de portance lié à l'essai pénétométrique ;
- L : Longueur de la sonde ;
- M: Masse frappante (mouton) en Kg ;
- P : Quantité du mouvement avant le choc ;
- $P_m$  : Pression moyenne ;
- $P_l$  : Pression limite ;
- $P_r$  : Pression correspondant au volume  $V_r$  sur la courbe de résistance propre de la sonde ;
- $P_e$  : Pression mesurée au manomètre ;
- $P'$  : Quantité du mouvement après le choc ;
- $P_f$  : Pression du fluage ;
- $\Delta P$  : Variation de la pression ;
- $p_{le}^*$  : Pression limite nette équivalente en bars ;
- $Q_d$  : Résistance opposée par le sol en Newton ;
- $q_c$  : Résistance statique de pointe ;
- $q_d$  : Résistance dynamique de pointe ou résistance à la pénétration ;
- $q'_o$  : Contrainte effective due au poids des terres au niveau de la fondation en MPa ;
- $q_{ce}$  : Résistance de pointe lissée équivalente en MPa ;
- $q_{le}$  : Résistance de pointe lissée équivalente en MPa ;
- $q'_u$  : Contrainte de rupture du sol sous charge verticale en MPa ;
- $dt$  : Intervalle de temps ;

$\Delta V$  : Variation de volume ;

$\vartheta$  : Coefficient de poisson ;

$V_0$  : Volume au repos de la sonde ;

$V_m$  : Volume d'eau injectée au point d'inflexion dans la zone pseudo-élastique ;

$V$  : Volume de la sonde au point d'inflexion de la courbe ;

$\lambda$  et  $\mu$  : Coefficients de Lamé ;

$V$  : Volume corrigé ;

$S$  : Section droite de la pointe en  $m^2$  ;

$T$  : Masse frappée (enclume + Tige) en kg ;

$v_p$  : Vitesse de l'enfoncement ;

$v'$  : Vitesse de l'ensemble (mouton + enclume) ;

$v_o$  : Vitesse d'impact du mouton ;

$\sum W_F$  : Somme des travaux des forces appliqué ;

CQM : Conservation de la quantité du mouvement ;

PDA : Pénétrromètre dynamique de type A ;

PDB : Pénétrromètre dynamique de type B ;

NF : Norme française ;

$^{\circ}\text{C}$  : Degré Celsius ;

$N_d$  : Nombre de coups du mouton ;

NFP94-114 : Sondage au pénétromètre dynamique de type A ;

NFP94-115 : Sondage au pénétromètre dynamique de type B ;

PNUD : Programme des nations unies pour le développement ;

$\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau environ  $9,8 \text{ kN/m}^3$  ;

$\gamma'$  : Poids volumique immergé en  $\text{kN/m}^3$  ;

$\gamma_s$  : Poids volumique des grains en  $\text{kN/m}^3$  ;

$\sigma_{adm}$  : Contrainte admissible ;

$z$  : Cote d'un point en m ;

$u$  : Pression interstitielle de l'eau en kPa ;

V : Vitesse apparente de l'eau dans le sol en m/s ;

Q : Débit d'eau en m<sup>2</sup>/s ;

S : Section de l'échantillon de sol ;

s : Seconde ;

MPa : Méga Pascal ;

kg: Kilogramme ;

kN: Kilo Newton ;

kPa : Kilo Pascal ;

m : Mètre ;

m<sup>2</sup> : Mètre carré ;

m<sup>3</sup> : Mètre cube ;

E.L.U : Etat limite ultime ;

E.L.S : Etat limite de service ;

LESEAU: Laboratoire de l'Environnement et Sciences de l'Eau.

**RESUME**

L'analyse de la stabilité des ouvrages tels les ponts, les tunnels, les talus, les fondations est un défi pour les chercheurs et les ingénieurs depuis le 17<sup>ème</sup> siècle avec Hooke. Dans ce travail, il est question de présenter l'apport de la géophysique à la stabilité des ouvrages d'une part constituée, des pentes de très importants corridors reliant certains pays d'Afrique Centrale, taillées dans le gneiss et sujettes à la chute de particules et d'autre part, d'examiner la nature des sols abritant les fondations aux voisinages de certains ponts sur lesdits corridors. Afin de bien mener cette étude, la nature des discontinuités, leurs espacements, la condition des eaux souterraines, la désignation de la qualité de la roche (RQD), la cote de masse de la roche (RMR), la cote de masse de la pente (SMR), le facteur de sécurité (F.S), l'indice de qualité Q, la résistance admissible, la contrainte admissible, le module de Menard et la pression limite ont été pris en compte et évalués autant que possible. Pour vérifier les facteurs sur lesquels les ingénieurs se basent pour la réalisation des talus, les déblais et les remblais sur ces routes, 10 talus ont été investigués et 10 sondages pénétrométriques et pressiométriques ont été réalisés. S'agissant des pentes, les résultats montrent que, leurs angles varient entre 25° et 82°, montrant qu'ils sont géométriquement aigus. Le RMR varie de 41 à 63 caractérisant que, ces talus sont réalisés dans une roche dont l'état est diptyque. Les valeurs de SMR comprises entre 29 à 54 montrent que, les pentes sont instables. Les F.S calculés par différentes méthodes sont tous inférieurs à l'unité caractérisant leur instabilité à l'exception des pentes numéro 5 et 9 pour lesquelles le FS est supérieur à l'unité, traduisant leur stabilité relative. Le nombre de joints par mètre cube ( $J_v$ ) trouvé varie de 3,7 à 12,6 m<sup>-3</sup> montre également que, les pentes sont instables, ce qui confirme les chutes de particules et de blocs de roche qui y sont souvent observées. Les différents résultats d'instabilité montrent une probabilité de 60% pour les six premiers versants et de 40% pour les quatre derniers. Pour les rendre plus stables, on peut les plâtrer, les trancher

ou les couper avec des angles inférieurs à  $10^\circ$ . En ce qui concerne les sondages mécaniques, les résultats pénétrométrique et pressiométrique montrent que, la structure du sol dans ces zones est généralement de faible portance ( $<0,1$  MPa) mais de bonnes contraintes admissibles (contrainte moyenne autour de  $2,00$  MPa). Ainsi, on peut conseiller de fonder les ouvrages au-delà des zones de faible portance c'est-à-dire, à plus de  $8$  m de profondeur, contrainte qui oblige à faire recours par conséquent aux fondations profondes. Tous ces résultats montrent que, bien que les pentes des corridors en Afrique Centrale creusées dans le gneiss soient réalisées dans des conditions géométriquement acceptables, elles restent généralement instables ils montrent aussi que, le facteur géométrique est celui qui est principalement pris en compte contrairement aux RMR, SMR, et F.S que, les sols étant de faible portance les radiers à défaut des fondations profondes doivent être recommandés pour certains ouvrages de franchissement.

**Mots clés :** Ouvrage, fondation, pente, facteur de sécurité (F.S), désignation de la masse rocheuse (RQD), cote de la masse rocheuse (RMR), cote de la masse de pente (SMR).

**ABSTRACT**

The analysis of the stability of structures has been a challenge for researchers and engineers since the 17th century with Hooke. In this work, the contribution of geophysics to the stability of structures (bridges, tunnels, slopes, foundations etc.) is presented. For this purpose, we focus on structures such as slopes and foundations. In order to carry out this study, the nature of the discontinuities, the spacing of the discontinuities, the groundwater condition, the rock quality designation (RQD), the rock mass rating (RMR), the slope mass rating (SMR), the factor of safety (F.S), the Q-index, the allowable strength, the allowable stress, the Menard modulus and the limit pressure were taken into account. The slopes in Central Africa that are on the corridors connecting countries such as Cameroon to Chad, Gabon, Central Africa and Equatorial Guinea were studied by calculating the RMR, SMR Q and F.S of the ten slopes. The slopes of very important roads cut in gneiss, linking some Central African countries without maritime space and subject to particle fall were studied to verify the factor on which engineers base the embankments on these roads. The results show that, their angles vary between  $25^\circ$  and  $82^\circ$ , showing that they are geometrically acute. The RMR varies from 41 to 63 characterising that, these embankments are made in a rock in a diptych state. The SMR values from 29 to 54 show that the slopes are unstable. The F.S. calculated by different methods are all lower than the unit characterising their instability except for slopes number 5 and 9 for which the F.S. is higher than the unit, translating their relative stability. The number of joints per cubic meter (Jv) found varies from 3.7 to  $12.6 \text{ m}^{-3}$  and also shows that the slopes are unstable, which confirms the falls of particles and boulders that are often observed there. The different instability results show a probability of 60% for the first six slopes and 40% for the last four. To make them more stable, they can be plastered, sliced or cut at angles less than  $10^\circ$ . From the penetrometric and pressure data, it can be seen that the soil structure in these areas is generally

of low bearing capacity ( $<0.1$  MPa) with good allowable stresses (average stress around 2.00 MPa). Therefore, it is advisable to base the structure beyond these low bearing capacity zones at a depth of around 8 m, i.e. deep foundations. All these results show that, although the slopes of Central Africa dug in the gneiss are made in geometrically acceptable conditions, they are generally unstable and, as a result, the foundations of the slopes are not very stable. They remain generally unstable and that, the geometric factor is the one that is mainly taken into account contrary to the RMR, SMR, and F.S.

Keywords: Work, Fondation, Rock Mass Rating (RMR), Slope Mass Rating (SMR), Rock Quality Designation (RQD), Safety Factor (FS), Slope, Stability.

# INTRODUCTION GENERALE

Le monde entier en général et en particulier l’Afrique Centrale, plus précisément le Cameroun, connaît de plus en plus, une urbanisation sans cesse galopante, donnant ainsi lieu à un développement exponentiel dans le secteur des ouvrages. La réalisation de ces ouvrages nécessite préalablement des études géophysiques des sols en place (le sol est un agrégat naturel de grains minéraux, séparables par une action mécanique légère et aussi le résultat d’une altération naturelle physique ou chimique des roches (Degoutte et al.,2009)). Les glissements de terrain sont généralement spectaculaires et très meurtrières (Philipponnat et Hubert, 2000) comme le cas de Bafoussam en 2019 qui a fait plus d’une dizaine de morts. Les études scientifiques sur les glissements de terrain ont débuté dans les années 1950 et se sont accrues de façon exponentielle depuis la fin des années 70 (Gokceoglu et al., 2009), en lien avec les évolutions technologiques des appareils de reconnaissances et de mesures. Parmi elles, les méthodes de reconnaissances géophysiques permettent de mesurer des paramètres physiques du sol tels que la vitesse des ondes, la résistivité etc., eux-mêmes reliés aux paramètres structuraux géologiques et mécaniques du milieu analysé. En parallèle, les études géomécaniques permettent de déterminer les lois rhéologiques qui établissent les relations entre contraintes et déformations. Les problèmes de chutes de pierres quant à eux, remontent à l’époque de Hooke au 17<sup>ème</sup> siècle. Ils touchent de nombreuses régions du monde et plus précisément l’Afrique Centrale où certains pays, dépourvus d’espace maritime, ne peuvent accéder à la zone portuaire que par les corridors Douala - Bangui - Ndjamena et Douala - Wéso – Ebebiyin. Lesdits corridors relient le Cameroun à la République Centrafricaine et au Tchad, puis le Cameroun au Congo, au Gabon et en Guinée Equatoriale respectivement. Selon l’ONU (UN., 2018), ces corridors sont très dangereux, avec une instabilité des ouvrages due aux chutes des blocs des roches et à l’effondrement des pentes, et sont le théâtre de nombreux accidents causant des pertes considérables en vies humaines et en biens (Aretouyap et al., 2021). Les travaux de Pilot en 1988 ; Dyke et al., 2006 et Singh et al., 2011 montrent que la connaissance des propriétés chimiques, géométriques, géologiques, climatiques et mécaniques des ouvrages est essentielle pour leur stabilité. L’une des méthodes utilisées pour évaluer la stabilité des ouvrages et leurs conceptions en ingénierie est le système de classification des masses rocheuses (Basahel et al., 2017 ; Ceryan et al., 2018). Actuellement, les méthodes d’analyse de l’instabilité des ouvrages comprennent principalement la méthode pseudo-statique, la méthode du déplacement glissant de Newmark, la méthode de simulation physique, les méthodes géomécaniques in-situ telles que le sondage pénétrométrique et l’essai pressiométrique puis, la méthode de simulation numérique (Bieniawski, 1989 ; Rasyikin et

al., 2019 ; Wenbin et al., 2021). Bieniawski, 1973 ; Palmström, 1982 ; Romana, 1985 ; Bieniawski, 1989 ; Dyke, 2006 ; Basahel, 2017 ; Kangda, et al., 2021 et Njock et al., 2021 ont étudié la nature et l'espacement des discontinuités, la condition des eaux souterraines, la désignation de la qualité de la roche (RQD), la cote de masse de la roche (RMR), la cote de masse de la pente (SMR), le facteur de sécurité (F.S) et l'indice Q. Pour contribuer à l'émergence de l'Afrique en général et du Cameroun en particulier dans la réalisation des ouvrages (ponts, tunnels, talus, fondations, etc), l'objectif de notre étude est de présenter l'apport de la géophysique à la stabilité des ouvrages (pentes ou talus et fondations). Afin de mieux mener ce travail, les objectifs spécifiques de cette thèse visent à traiter les données telles que la nature et l'espacement des discontinuités, la condition des eaux souterraines, la désignation de la qualité de la roche (RQD), la cote de masse de la roche (RMR), la cote de masse de la pente (SMR), le facteur de sécurité (F.S), l'indice Q, la résistance dynamique et le module de Menard. Ce document est articulé comme-suit : une introduction générale suivie de trois chapitres et une conclusion générale. Le chapitre 1 concerne la revue de la littérature c'est-à-dire, la description des différents types d'instabilités ensuite, la présentation de la zone d'étude, ses caractéristiques géologiques et géographiques puis, le résumé des travaux géophysiques antérieurs effectués dans le périmètre de la zone d'investigation. Le chapitre 2, intitulé matériels et méthodes, consiste à présenter la méthode géomécanique utilisée, le matériel utilisé en occurrence la boussole, le GPS, le mètre ruban, le pénétromètre, le pressiomètre et la méthode de traitement qui y a été appliquée. Dans le chapitre 3 enfin, sont présentés les résultats du travail et la discussion liée à la validation de ces derniers. Ce travail s'achève par une conclusion générale suivi des perspectives qui en découlent.

# CHAPITRE 1 : REVUE DE LA LITTERATURE SUR LES OUVRAGES ET LA GEOPHYSIQUE

## **Introduction**

Le monde entier en général et en particulier l'Afrique subissent des changements galopants dans le domaine des infrastructures. Le Cameroun dans ses efforts pour atteindre son objectif de l'émergence à l'horizon 2035 est un vaste chantier. Les ouvrages étant en contact direct ou indirect avec le sol, les ingénieurs chargés de la réalisation rencontrent des problèmes tels que les effondrements, la non stabilité de ces ouvrages pendant et après leur réalisation. Sur ce, nous avons jugé important de faire une recherche sur l'apport de la géophysique à la stabilité de ces ouvrages futuristes. Dans ce chapitre, nous allons définir quelques mots du sujet et présenter l'importance de notre travail pour la société.

## **1. DEFINITIONS DES MOTS CLES**

### **1-1. Géophysique**

La géophysique est la science qui étudie les phénomènes physiques dont la terre et l'univers sont le siège. (Shout, 2007).

L'objectif principal de la géophysique est de déduire les propriétés physiques et la constitution de la Terre (ou d'autres corps du système solaire), à partir des phénomènes physiques qui leur sont associés, par exemple, le champ géomagnétique, le flux de chaleur, la propagation des ondes sismiques, la force de pesanteur, la mécanique des sols et des roches, etc. (Dunod, 2011).

### **1-2. Stabilité**

La stabilité caractérise un état qui ne peut être modifié sans apport extérieur. Elle peut se référer à : l'ingénierie, l'automatique, l'analyse numérique, la chimie, la biologie, l'agro-alimentaire, etc. nous nous intéresserons à la stabilité au sens newtonien du terme.

La stabilité d'une construction résulte des dispositions prises par le concepteur pour éviter la ruine de celle-ci au cours de sa durée de vie. En effet, les constructions (ponts, bâtiments, charpentes, barrages, etc.) doivent résister à un certain nombre de sollicitations ou charges dans des conditions habituelles (charge de service, neige,...) ou même exceptionnelles (accident, séisme,...) sans endommagement et sans mettre en danger les occupants.

La stabilité est assurée quand, en chaque point de la construction, les efforts provenant des charges extérieures ne dépassent pas la capacité de résistance du matériau.

La stabilité des constructions est le domaine d'étude d'une branche de la physique et de l'ingénierie et plus particulièrement du génie civil, de l'ingénierie et de la mécanique des structures. (Charles, 1972).

### **1-3. Ouvrage**

Un ouvrage d'art est une construction de grande importance permettant de franchir un obstacle sur une voie de communication routière, ferroviaire ou fluviale (ponts, tunnels) mais également un dispositif de protection contre l'action de la terre ou de l'eau (murs, tranchée couverte, digue) et un dispositif de transition entre plusieurs modes de transports (quais et autres ouvrages portuaires). De tels ouvrages sont qualifiés « d'art » car leur conception et leur réalisation font intervenir des connaissances où l'expérience joue un rôle aussi important que la théorie. Cet ensemble de connaissances constitue d'ailleurs ce que l'on appelle l'art de l'ingénieur (Savard et al., 2004).

### **1-4. Fondation**

La fondation est la composante d'un ouvrage qui transmet au sol d'assise les efforts provenant de cet ouvrage. Ces derniers ont en général une composante verticale prédominante, mais la composante horizontale est souvent non négligeable ; les efforts appliqués au sol sont donc inclinés. Si les efforts sont reportés à la surface du sol, les fondations seront dites superficielles ; si les efforts sont reportés en profondeur, il s'agira de fondations profondes. Pour des raisons de coût, on cherche souvent à fonder un ouvrage superficiellement. Si cette solution n'est pas satisfaisante d'un point de vue technique (le sol ne peut pas supporter la charge appliquée où les tassements sont trop importants) ou économique, une solution en fondation profonde est envisagée, (Schlosser, 2016).

On appelle fondation la base des ouvrages qui se trouve en contact direct avec le terrain d'assise et dont la fonction est de transmettre à ce dernier le poids de l'ouvrage, les surcharges prévues et accidentelles auxquelles peuvent être soumis l'ouvrage. Une fondation est donc destinée à transmettre au sol, dans les conditions les plus favorables, les charges provenant de la superstructure, (Gildas, 2005). Il ne s'agit pas de calculer la charge globale que reprend l'ouvrage mais la charge reprise par chaque fondation. En effet chaque fondation ne reçoit pas la même charge. Cela dépend des éléments porteurs repris. La charge reprise par une fondation

se calcule au moyen d'une descente de charges. Le rôle principal d'une fondation est donc d'assurer la transmission des charges appliquées sur l'ouvrage au sol.

## 2. GENERALITES SUR LES OUVRAGES ROCHEUX

Les problèmes de stabilité des ouvrages se rencontrent fréquemment dans la construction des routes, des canaux, des tunnels, immeubles, des digues et des barrages. En outre, certaines pentes naturelles sont ou peuvent devenir instables. Une rupture d'un talus peut être catastrophique et provoquer des pertes en vies humaines ainsi que des dégâts naturels considérables. L'étude de la stabilité comporte, outre la reconnaissance du site, le choix des caractéristiques mécaniques des sols et un calcul de stabilité pour déterminer d'une part la courbe de rupture le long de laquelle le risque de glissement est le plus élevé, d'autre part la valeur correspondante du coefficient de sécurité.

### 2-1. Glissements de terrain

Les glissements de terrain ne sont qu'un type de mouvement gravitaire (ou mouvement de masse). Par analogie avec certains auteurs anglophones ("landslide" en anglais), on utilise parfois improprement le terme « glissement de terrain » pour désigner tous les mouvements gravitaires. Un glissement de terrain est un phénomène géologique où une masse de terre descend sur une pente, autrement dit un plan de glissement plus ou moins continu, plan ou incurvé. Après la mise en mouvement, la masse conserve globalement sa consistance et sa physionomie. Il est soit un processus naturel soit une conséquence des activités humaines qui perturbent la stabilité de la pente.

Les glissements des terrains représentent un problème sérieux presque dans presque toutes les régions montagneuses du monde, car ils sont à l'origine de pertes sur le plan des économiques et/ou sociales sur des propriétés privées et publiques (Rotaru et al., 2007). Les catastrophes naturelles ont démontré la puissance destructrice de soudains mouvements de masse au cours d'un glissement de terrain, qui continuent à faire des victimes et causent des dommages importants aux biens et aux infrastructures sur une base annuelle, (CIOCA et al., 2008). Malgré l'apparition fréquente de telles catastrophes naturelles, des lacunes considérables demeurent sur la base de compréhension et de modélisation des principaux mécanismes de déclenchement et de l'extension spatiale des cicatrices et des zones de dépôts, qui entravent les efforts visant à développer des systèmes d'alerte précoce efficaces et établir des indicateurs pour panne naissante et tout dommage ultérieur (Coppola et al., 2006). Les zones qui sont généralement sujettes à des glissements de terrain sont : les glissements de

terrain existants, anciens ou récents, à la base ou au sommet de pente, à la base du creux de drainage mineurs, à la base ou au sommet d'un ancien talus de remblai, à la base ou au sommet d'une pente qui supporte une forte inclinaison (Rotaru et al., 2007).

En 2019 au Cameroun plus précisément à Bafoussam, il y'a eu un glissement de terrain causant plusieurs pertes en vies humaines et matérielles figure 1-1.



**Figure 1-1:** Risques naturels récents produits dans la région de Bafoussam, en Afrique Centrale. a) Photos des terrains accidentés ; b) Populations cherchant des survivants dans les décombres du glissement de terrain c) Corps extraits des débris d) Faille ouverte observée sur la chaussée à Bafoussam. (Aretouyap et al., 2021).

## 2-2. Facteurs contrôlant le type et le taux de glissement

Il existe trois principaux facteurs qui contrôlent le type et le taux du mouvement de masse qui pourrait se produire à la surface de la terre (Zaruba et Ménci, 1969) :

- ✚ Le gradient de l'ouvrage : Plus la pente du terrain est raide, plus il est probable que le mouvement de masse se produise.
- ✚ La consolidation de l'ouvrage : Les sédiments et les roches fracturés ou mal cimentés sont faibles et plus vulnérables aux mouvements de masse.
- ✚ L'eau : Si les matériaux de l'ouvrage sont saturés d'eau, ils peuvent perdre la cohésion et s'écouler facilement.

### **2-3. Etapes de l'activité des glissements de terrain**

Il existe quatre étapes différentes successives possibles de l'activité des glissements de terrain (Chowdhury et al., 2007 ; Coppola et al., 2006) :

(1) Phase de pré-défaut : Lorsque la masse de sol est encore continue. Cette étape est principalement contrôlée par la rupture progressive et le fluage.

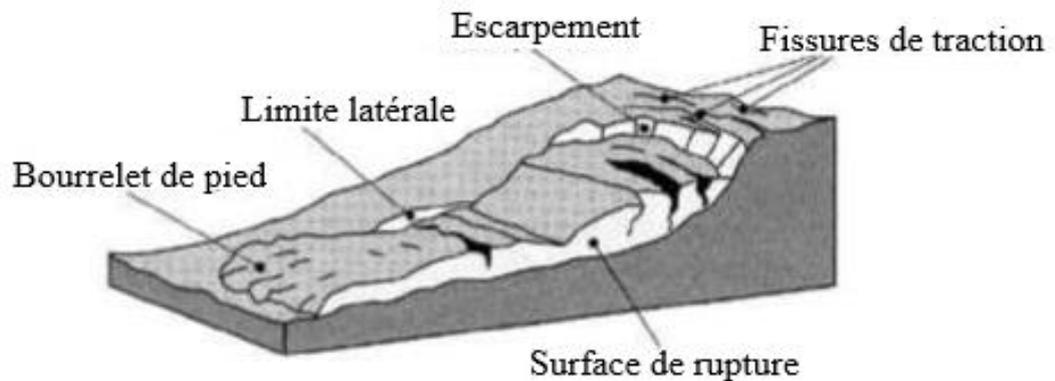
(2) Phase de rupture : Caractérisée par la formation d'une surface de cisaillement continu à travers l'ensemble du sol ou de la masse de roche.

(3) Phase après rupture : traduite par un mouvement relatif du sol ou de la masse de roche impliqué dans le glissement de terrain, juste après la rupture jusqu'à ce qu'il s'arrête essentiellement.

(4) Phase de réactivation : Lorsque les diapositives de masse du sol ou de la roche le long d'une ou de plusieurs surfaces de cisaillement préexistants se déplacent. Cette réactivation peut être occasionnelle ou permanente selon les variations saisonnières de la vitesse de déplacement.

### **2 - 4. Quelques modes d'instabilités affectant les ouvrages de sol**

Les mouvements des ouvrages peuvent prendre très différentes configurations, de roches renversées à la coulée de boue et peuvent résulter d'une variété de phénomènes de fonte rapide des neiges, de fortes précipitations ou tremblements de terre. La figure 1-2 illustre les éléments principaux de la description d'un glissement de terrain. Le mode de mouvement dépend de nombreux facteurs, dont l'inclinaison, le type de matériau et les conditions hydrologiques, (Leroueil et al., 1996).

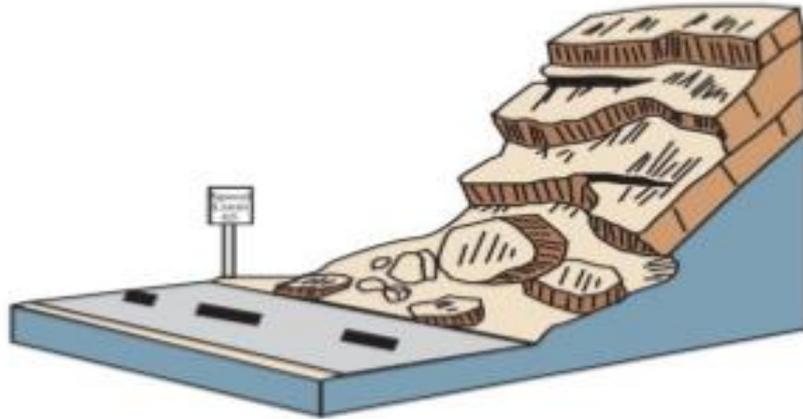


**Figure 1-2:** Eléments principaux de la description d'un glissement de terrain (Durville et Seve, 1996).

Certains types de déplacements donnent presque automatiquement des indications sur les ordres de grandeur des vitesses atteintes classées ainsi par les spécialistes. Il existe plusieurs mouvements de glissement de terrain que l'on peut citer entre autres :

➤ Les Ecoulements.

Ce sont des chutes soudaines de masses rocheuses (figure 1-3). Nous utilisons le terme chute de pierres pour le détachement de quelques unités de volume inférieur à  $1 \text{ dm}^3$ , ou chute de blocs pour un volume supérieur. Les écoulements sont un des mécanismes principaux de l'érosion dans les argiles fortement sur-consolidés, (Leroueil et al., 1996).



**Figure 1-3:** Ecoulement (Reid et al., 1999).

➤ Les Renversements

Le renversement est la rotation vers l'avant de la pente d'une masse de sol ou de roche (figure 1-4) sur un point ou un axe au-dessous du centre de gravité de la masse déplacées. La masse rocheuse peut rester en place dans cette position pendant une longue période où elle peut tomber vers le bas de la pente en raison d'affaiblissement supplémentaire. Cela dépendra du type et la géométrie de la masse rocheuse.



**Figure 1-4:** Renversement (Reid et al., 1999).

➤ Les glissements

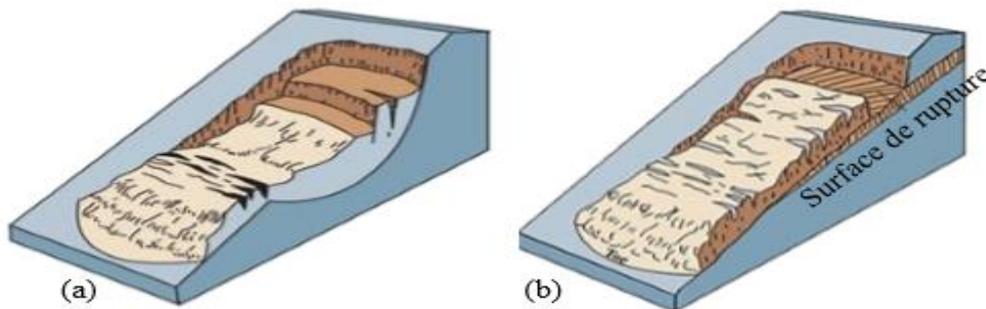
Le glissement est un mouvement d'une pente descendante de sol ou de massif de roche qui se produit surtout à la surface de rupture ou sur des zones relativement minces de

déformation en cisaillement intense (Pariseau et Voight, 1979). Selon la forme de la surface de rupture, on distingue deux types de glissements : glissement plan et glissement rotationnel.

✓ Glissement rotationnel ou circulaire

Le terrain glisse le long d'une surface concave ayant la forme d'une cuillère, (figure 1-5 (a)). On distingue le glissement rotationnel simple et complexe (composé).

- ❖ Glissement rotationnel simple : Ce type de glissement est très fréquent. La surface de rupture à une forme simple et peut-être assimilée à un cylindre.
- ❖ Glissement rotationnel complexe : Ce type de glissement est rare. Il s'agit de glissements multiples emboîtés les uns dans les autres, dûs souvent à la suppression de la butée provoquée par le glissement précédent, ce qui entraîne des glissements successifs remontants vers l'amont.



**Figure 1-5:** Glissement : (a) Rotation, (b) plan (Reid et al., 1999).

✓ Glissement plan

Il se produit suivant un plan, au niveau d'une surface de discontinuité géologique : Zone entre deux matériaux de nature différente, failles, plans de stratification... (Figure 1-5 (b)). La ligne de rupture suit une couche mince de mauvaises caractéristiques sur laquelle s'exerce souvent l'action de l'eau. Une telle couche est appelée « couche savon ».

### 3. INSTABILITES DES OUVRAGES

Plusieurs éléments jouent un rôle très néfaste sur la stabilité des masses rocheuses. Ces éléments, s'ils ne sont pas contrôlés, peuvent conduire à la rupture d'une pente.

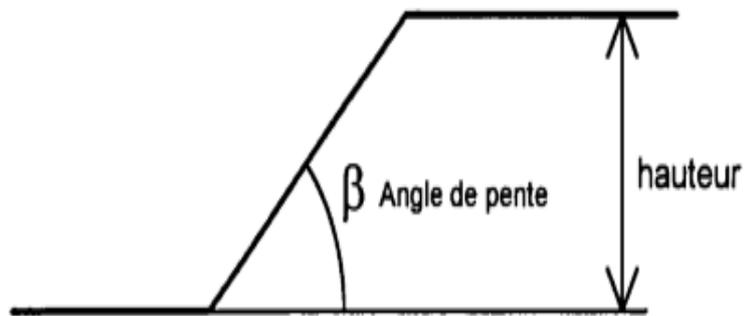
### 3-1. Angle de la pente

L'angle de pente est le paramètre géométrique le plus important en ce qui concerne la stabilité des talus. Dans tout ce qui suit, nous utiliserons la lettre grecque  $\beta$  pour le désigner. Il est généralement exprimé en degrés, en pourcentage, ou par le rapport distance horizontale sur distance verticale (H : V). Par exemple, on dira qu'un talus qui a une pente de 2 pour 1 (2H : 1V), est incliné à 50%, ou encore que son angle est de  $26,5^\circ$ . Plus la pente est raide, plus l'angle de la pente augmente et plus le rapport distance horizontale sur distance verticale diminue. Ceci dit, il ne faut toutefois pas perdre de vue que le dépassement de l'angle de pente maximale admissible risque d'entraîner des ruptures. L'angle de pente maximale que peut admettre un talus dépend d'un certain nombre de facteurs principaux, classés par ordre d'importance décroissante sans que cet ordre soit forcément respecté dans tous les cas (Closset et Wojtkowiak., 1993) :

- ❖ La hauteur du talus ;
- ❖ La nature du terrain, caractérisée en particulier par leur poids volumique à l'état naturel, leur structure au sens large et leur cisaillement à court terme et résiduel ;
- ❖ L'eau souterraine ;
- ❖ La méthode et les phases d'exploitation ;
- ❖ Des facteurs divers, d'ordre géométrique entre autres, tels que la concavité ou au contraire la convexité du bord de fosse.

Toutes choses égales par ailleurs, plus un angle de pente est grand, plus important est le risque d'instabilité locale ou globale de cette pente.

Dans la plupart des cas, la géométrie d'un talus peut être représentée par une section droite coupant ce dernier à angle droit (figure 1-6). La hauteur du talus, qui n'est donc pas représentée dans ce plan, n'a que peu ou pas d'influence sur sa stabilité pour peu qu'elle soit suffisamment grande par rapport à la hauteur du talus. Par contre, nous verrons dans ce qui suit que dans certains cas, la hauteur influence sa stabilité.



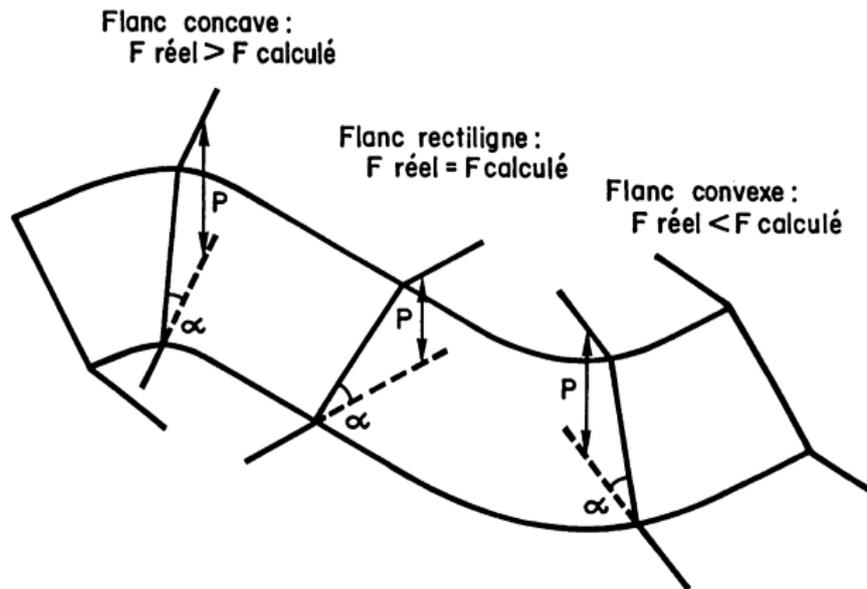
**Figure 1-6:** Paramètres géométriques d'un talus (Closset et Wojtkowiak., 1993).

### 3-2. Hauteur de la pente

La stabilité des pentes dans des matériaux granulaires non cohérents n'est théoriquement pas influencée à long terme par la hauteur du talus. Cependant, la quantité de matériaux impliquée dans une instabilité de pente est proportionnelle au carré de la hauteur de la pente. Donc, plus la hauteur du talus est grande plus le volume de matériaux impliqué dans un éventuel glissement est important, accroissant ainsi les risques vis-à-vis de la sécurité des personnes et des biens en couvrant de plus grandes distances et surfaces en cas de rupture. D'autre part, dans le cas de talus de grande hauteur constitués de matériaux plus grossiers, certains auteurs (Charles et Soares 1984 ; Fry et Vezole 1992) qui utilisent pour les calculs de stabilité des critères de Mohr-Coulomb, montrent clairement une influence de la hauteur et définissent pour un angle de pente et un matériau donné, une hauteur critique de stabilité.

### 3-3. Géométrie du flanc de carrière

Une carrière est le lieu d'où sont extraits des matériaux de construction tels que la pierre, le sable... Elle est sous forme de colline et par conséquent est aussi une pente rocheuse. Le rayon de courbure d'un talus a également une influence sur sa stabilité. Celle-ci peut-être quantifiée à partir de modélisations numériques plus ou moins complexes (Feuga et Wojtkowiak, 1987). On montre ainsi que les talus concaves sont plus stables que les talus convexes (figure 1-7). L'influence de la concavité du bord de fosse sur la stabilité des talus est d'autant plus grande que le rayon de courbure est petit.



**Figure 1-7:** Influence de la géométrie du flanc de carrière dans le plan horizontal sur la valeur du coefficient de sécurité global F réel et calculé (Feuga et Wojtkowiak, 1987).

### 3-4. Influence de l'eau

Le rôle de l'eau sur la stabilité des talus et pentes dans les exploitations en terrains alluvionnaires est fondamental et mais également néfaste car son action est multiple (Vandenbeusch et Wojtkowiak, 1992). Elle a tout d'abord des effets mécaniques, statiques ou dynamiques. Elle a ensuite des effets physico-chimiques d'altération et parfois de dissolution des minéraux. Nous nous attarderons sur les effets mécaniques statiques qui sont plus courants et vu la complexité des effets dynamiques. En ce qui concerne les phénomènes statiques, dans un massif de sol baigné par une nappe au repos, les contraintes totales  $\sigma$  en un point du massif de sol peuvent être exprimées par la relation suivante :

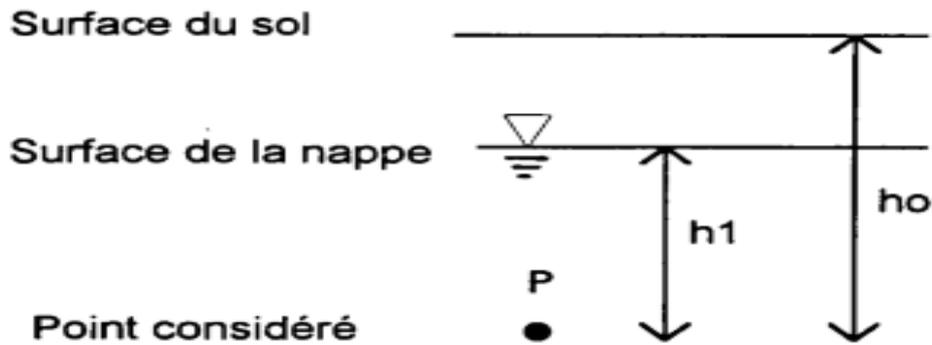
$$\sigma = \sigma' + u \quad 1-1$$

Dans laquelle  $\sigma'$  représente la contrainte effective au contact des grains du sol et  $u$  la pression interstitielle d'eau dans les pores (entre les grains).

La pression d'eau peut être exprimée par la relation :

$$u = \gamma_w h_1 \quad 1-2$$

Où  $\gamma_w$  est le poids volumique de l'eau et  $h_1$  la profondeur sous la nappe du point P considéré (figure I-8).



**Figure 1-8:** Contrainte normale verticale en un point du massif (Closset et Wojtkowiak., 1993).

La présence d'eau diminue les contraintes normales dans le sol et ce d'autant plus que la porosité de ce sol est faible. La diminution des contraintes normales dans les sols à un effet néfaste sur la stabilité des pentes, berges et talus.

### 3-5. Définition et implantation d'un système de surveillance des ouvrages

La surveillance des ouvrages s'avère d'autant plus nécessaire pour des raisons de sécurité vis-à-vis du personnel et du matériel sur nos axes routiers, notamment celui reliant les deux plus grandes métropoles du Cameroun. Cette surveillance se concentre principalement sur les paramètres hydro mécaniques pris en compte dans la conception des pentes des talus et doit être adaptée à la plus ou moins grande sensibilité à l'instabilité du site.

#### 3-5-1. Surveillance visuelle

Le type de surveillance le plus simple et le moins coûteux est, sans nul doute, l'appréciation visuelle. Elle devra être menée par une personne expérimentée qui devra noter avec soin toutes les modifications intervenues dans l'apparence des talus. Ces observations devront être consignées dans un rapport journalier ou hebdomadaire de manière à en garder la mémoire. Les capacités de détection de l'amorce d'une instabilité sont cependant limitées et pour des ouvrages sensibles, ce type de surveillance est certainement insuffisant.

#### 3-5-2. Nombre et localisation des dispositifs de mesure

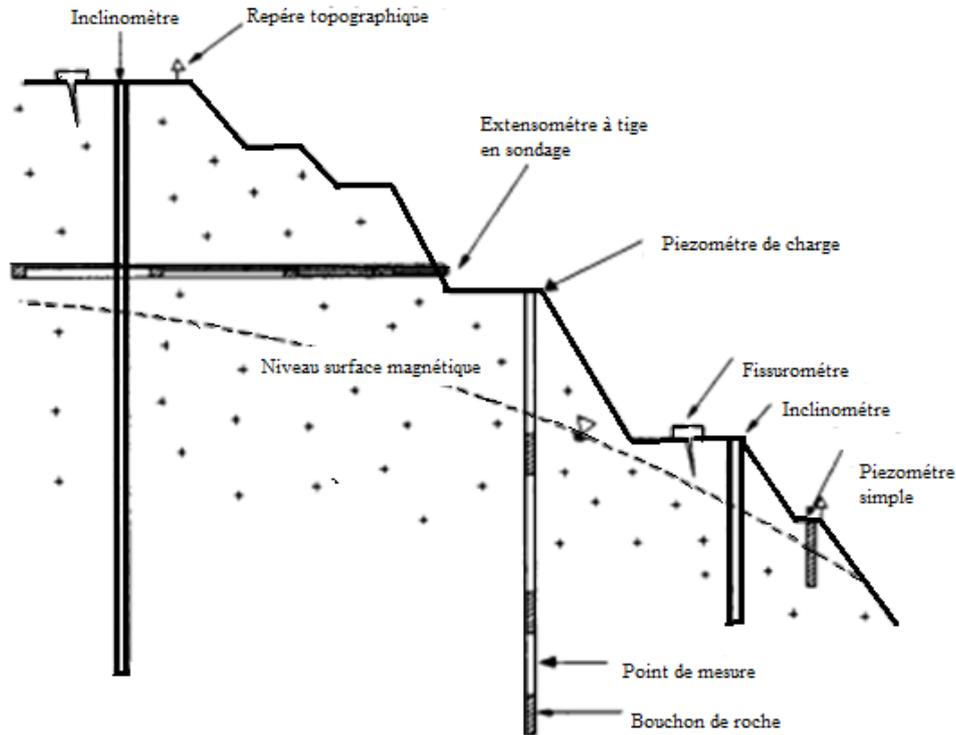
Deux types de mesures peuvent être effectués dans le cadre de cette surveillance des pentes :

### ➤ Les mesures de déplacement (inclinomètre)

La mesure de certains points situés sur ou sous la surface d'un talus permet en général de déceler et prévoir les instabilités de celui-ci. Généralement, les instabilités sont d'abord initiées par des mouvements de faible amplitude et qui au cours du temps, s'amplifient et s'accroissent jusqu'à la rupture.

### ➤ Les mesures de pression (piézomètre, pluviomètre)

Les mesures de pression d'eau ne permettent pas de détecter l'amorce d'une instabilité, mais elles en sont plutôt un facteur déclencheur. C'est pourquoi elles sont si importantes à surveiller et mesurer. Le choix de l'installation du dispositif de mesure est directement lié à la sensibilité du site à une éventuelle instabilité et à sa probabilité d'occurrence. L'instrumentation minimale comportera en général un pluviomètre, deux ou trois piézomètres et inclinomètres. Le nombre total de tels dispositifs est également fonction de la dimension du talus. Les instruments de mesure de déplacements seront généralement placés de manière à détecter les instabilités les plus probables telles que soulignées lors de l'étude de stabilité, ou déterminées à posteriori par une étude géophysique spécifique. Les piézomètres devront également être placés dans ces zones, de manière à vérifier que les pressions d'eau ne dépassent pas les maximas à partir desquels la stabilité des talus est mise en cause (figure 1-9).



**Figure 1-9 :** Schéma type d'un profil instrumenté (Closset et Wojtkowiak., 1993).

### 3-5-3- Fréquences des mesures

Elles sont aussi une fonction de la sensibilité à une instabilité potentielle et de la probabilité d'apparition. Toutefois, si une instrumentation a été installée, la fréquence des mesures ne devrait jamais descendre en dessous d'une fréquence semestrielle en phase de routine. La présence d'une centrale de mesure permet, à l'opposé, une périodicité de mesure pouvant être journalière voire plus petite encore si nécessaire.

### 3-5-4. Interprétation des résultats d'auscultation

Les résultats des mesures de déplacements et de niveaux piézométriques sont généralement présentés sous forme de graphiques présentant leurs variations au cours du temps. Ces graphiques doivent permettre de détecter rapidement toute amorce d'instabilité qui se signale toujours par une accélération des déplacements, et de prendre les dispositifs adéquats pour assurer la sécurité des biens et des personnes. La précision des mesures permet généralement de suivre dans le temps l'évolution de l'instabilité et de prévoir à temps les mesures de sécurité à mettre en œuvre. Dans certains cas, les phénomènes observés peuvent

se stabiliser sur une longue période mais peuvent également se réactiver. Dans beaucoup de cas, l'amorce d'une instabilité se produit après des précipitations météoriques importantes qui provoquent une remontée des niveaux piézométriques. Cependant si les relevés sont effectués manuellement et trop espacés dans le temps, les pics piézométriques peuvent échapper à l'instrumentation. Dans le cas d'une accélération des phénomènes, il est toujours indispensable d'augmenter la fréquence des mesures.

### 3-5-5. Classification des massifs rocheux

Les systèmes de classification des masses rocheuses sont utilisés pour diverses études techniques et analyses de stabilité. Celles-ci sont basées sur des relations empiriques entre les paramètres de masse rocheuse et les applications d'ingénierie, telles que les tunnels, les pentes et les fondations. Le premier système de classification des masses rocheuses a été proposé en 1946 pour les tunnels avec support en acier. Les objectifs de classifications des massifs rocheux sont (d'après Bieniawski 1989) :

- Identifier les paramètres les plus significatifs influençant le comportement d'une masse rocheuse ;
- Fournir les bases pour comprendre les caractéristiques de chaque classe de masse rocheuse ;
- Fournir une base commune pour la communication entre les ingénieurs et les géologues ;
- Relier l'expérience des conditions rocheuses sur un site aux conditions et à l'expérience rencontrées sur d'autres.

Les avantages de la classification des masses rocheuses sont multiples et on peut citer entre autres :

- Améliorer la qualité des investigations de site en faisant appel au minimum de données d'entrée comme paramètres de classification ;
- Fournir des informations quantitatives et qualitatives à des fins de conception ;
- Permettre un meilleur jugement d'ingénierie et une communication plus efficace sur un projet ;
- Fournir une base pour comprendre les caractéristiques de chaque masse rocheuse.

### 3-6. Mouvements de terrain

Un mouvement de terrain est un déplacement, plus ou moins brutal, du sol ou du sous-sol d'origine naturelle (fonte des neiges, pluviométrie anormalement forte, séisme...) ou anthropique (terrassement, vibration, déboisement, exploitation de matériaux ou de nappes aquifères...). Les volumes en jeu sont compris entre quelques mètres cubes et quelques millions de mètres cubes. Les déplacements peuvent être lents (quelques millimètres par an) ou très rapides (quelques centaines de mètres par jour).

Les problèmes de stabilités sont concernés par :

- Les pentes naturelles de sols ;
- Les pentes ou talus de sol d'origine anthropique (remblais, terrassements, digues et barrages, etc...).

#### 3-6-1. Classification des mouvements de terrain

La classification des mouvements des terrains, qui est un moyen de dénomination des principaux types, a préoccupé les spécialistes depuis plus d'une centaine d'années (Colas pilot 1976 ; Antoine et Fabre, 1980 ; Flageollet, 1989).

Chaque auteur selon sa formation et sa nationalité propose une classification en se basant sur des critères tels que :

- La nature de la roche ;
- La cinématique du mouvement ;
- La vitesse du mouvement ;
- La morphologie et le type de surface de rupture ;
- La cause de la rupture ;
- L'âge de la rupture.

Cependant toutes les classifications peuvent être groupées en deux grandes catégories selon les processus des mouvements (Flageollet, 1989) :

##### 3-6-1-a. Mouvements lents et continus

Parmi les mouvements lents et continus, on distingue (NJANDJOCK NOUCK, 2021).

- Les affaissements ;
- Les tassements ;

- Le fluage du terrain ;
- Les solifluxions ;
- Les glissements de terrain ;
- Les phénomènes de retrait gonflement.

### **3-6-1-b. Mouvements rapides et discontinus**

Parmi les mouvements rapides et discontinus, on distingue (NJANDJOCK NOUCK, 2021).

- Les effondrements ;
- Les chutes de pierres ou de blocs ;
- Les éboulements ou écroulements ;
- Les laves torrentielles ;
- Les coulées boueuses.

Selon la vitesse de déplacement, deux ensembles peuvent être distingués : Les mouvements lents et les mouvements rapides.

Seuls les mouvements rapides sont directement dangereux pour l'homme. Leurs conséquences sont d'autant plus graves que les masses déplacées sont importantes. Les conséquences des mouvements lents sont essentiellement socioéconomiques ou d'intérêt public.

Les principales causes d'instabilité des pentes sont liées à :

- L'application de surcharges sur la pente ou le remblai (ex : fondations d'ouvrages),
- Des modifications du profil de la pente (ex : construction d'une route ; mise en place d'un mur de soutènement),
- Des modifications des conditions hydrauliques (pluie, modification des conditions de drainage),
- Des modifications des caractéristiques mécaniques du sol à long terme.

L'étude du comportement du sol par les méthodes géophysiques permettra une durabilité des ouvrages pour des périodes longues sauf en cas des catastrophes humaines et naturelles.

### **3-6-2. Types d'instabilité des excavations souterraines et a découvert**

L'instabilité est définie dans le présent document comme étant l'ensemble des phénomènes qui font que la géométrie des ouvrages change au moment de leur réalisation ou subséquemment. Dans le cas des ouvrages non soutenus, deux

mécanismes fondamentaux d'instabilité sont reconnus (Hoek et Brown, 1980). Le premier mécanisme mène aux instabilités dites structurales et le deuxième, aux instabilités dites par excès de contraintes. Il y a aussi des instabilités qui résultent, d'une combinaison des deux mécanismes. Bien que dans cet ouvrage il soit question uniquement des instabilités structurales, les sections qui suivent décrivent néanmoins les trois types (Hoek et Brown, 1980 ; Hoek, 1992).

### **3-6-2-a. Instabilités structurales**

Les instabilités structurales sont des instabilités induites uniquement par les discontinuités géologiques ("structurally induced failure"). Ce sont des chutes, précédées ou non de glissements, de basculements et de rotations de polyèdres de roche (ou d'ensembles de polyèdres de roche) complètement découpés par les plans structuraux. Ces instabilités se produisent sous l'influence seul de leur propre poids ou parfois aussi de forces déstabilisatrices comme les pressions hydrauliques, les forces hydrostatiques, les forces qui résultent des secousses sismiques ou les forces découlant de l'activité de l'homme.

Règles générales : ces instabilités se produisent dans les massifs rocheux sous faibles contraintes montrant une structure géologique bien développée. C'est souvent ce qui caractérise les excavations souterraines à faible profondeur comme les tunnels et les chambres souterraines dans les travaux publics et les piliers de surface des mines. C'est presque toujours le cas des parois des excavations à découvert. Notons qu'avec ces dernières, les instabilités impliquant un glissement sur des plans structuraux sont parfois appelées instabilités de talus par translation. Lorsque de tels massifs montrent une structure géologique exceptionnellement développée, les polyèdres de roches qui y sont découpés sont de petites dimensions relativement aux dimensions du talus ou du souterrain. Les instabilités qui se produisent alors dans ces massifs diffèrent des instabilités structurales et sont décrites dans cette thèse.

### **3-6-2-b. Instabilités par excès de contraintes**

Les instabilités par excès de contraintes résultent du dépassement de la résistance de la roche du massif par les contraintes au pourtour de l'excavation ("stress induced failure"), l'influence des discontinuités géologiques étant négligeable. Ces instabilités se produisent dans les massifs rocheux sous grandes contraintes dans lesquels la structure géologique est peu développée (c'est-à-dire que les discontinuités géologiques sont peu

nombreuses ou que leur espacement est d'un ordre de grandeur égal ou supérieur aux dimensions de l'excavation). Elles sont caractéristiques des souterrains profonds, situations fréquentes en exploitation des mines. Exceptionnellement, elles peuvent se présenter dans les souterrains peu profonds percés dans des massifs rocheux de résistance relativement faible.

### **3-6-2-c. Instabilités mixtes**

Les instabilités mixtes résultent d'une combinaison des deux mécanismes (instabilités et instabilités par excès de contraintes structurales) déjà décrits. Les cas présentés dans les paragraphes qui suivent sont les exemples les plus souvent observés. Ainsi, dans certaines situations particulières, les plans structuraux peuvent favoriser le décollement et le flambage de couches de roches qui engendrent des ruptures en tension complétant le découpage de polyèdres de roches qui, subséquemment, glissent et chutent, ou basculent dans l'excavation. Les talus de grande hauteur découpés dans des massifs rocheux possédant une structure géologique très développée, comme il s'en trouve dans certaines mines à ciel ouvert, montrent des instabilités par rotation, puisque la masse instable tourne plus ou moins autour d'un centre situé au-dessus du talus. Le processus de ces instabilités implique d'abord un désenchevêtrement de la masse qui résulte de glissements le long des plans structuraux, glissements engendrés, entre autres, par les vibrations, les séismes, le gel de l'eau dans les discontinuités, etc. Ces glissements le long des plans structuraux favorisent un dépassement subséquent de la résistance de la roche en réduisant les aires de contact entre les polyèdres de roche, entraînant ainsi l'instabilité.

### **3-6-3. Stéréographie et instabilités structurales**

Plusieurs problèmes à caractère géométrique rencontrés en sciences et en génie, impliquant des droites, des plans et même des surfaces cylindriques dans un espace tridimensionnel, peuvent être grandement simplifiés et parfois résolus facilement et rapidement par l'utilisation de systèmes de projection. On rencontre de tels problèmes dans certaines disciplines scientifiques comme, par exemple, la cristallographie (la physique de l'état solide ainsi que la minéralogie), la pétrographie et la géologie structurale. Il existe de tels problèmes également en géo mécanique et en mécanique des roches. L'analyse de stabilité des excavations quant aux instabilités structurales est un exemple typique d'application. Ces analyses sont grandement simplifiées si on tire avantage du système de projection stéréographique et si on accepte les hypothèses

qu'il faut alors énoncer. En effet, la stéréographie permet d'établir rapidement la morphologie du polyèdre de roche ainsi que son mode d'instabilité potentielle. Toutefois, les analyses faites par projection stéréographique font référence uniquement au mouvement et de ce fait, la stéréographie est au départ une méthode que l'on doit qualifier de « cinématique ». Le mode de raisonnement de l'ingénieur est le plus souvent basé sur des critères de stabilité locale des ouvrages comme le facteur (ou le coefficient) de sécurité. En d'autres termes, l'ingénieur veut savoir si un ouvrage de géométrie donnée, réalisé dans un massif rocheux spécifique, pourra supporter les charges naturelles et/ou artificielles ; un facteur de sécurité supérieur à l'unité signifie oui, alors qu'un facteur de sécurité égal ou inférieur à l'unité signifie le contraire. L'analyse de stabilité des excavations quant aux instabilités structurales par stéréographie ne permet pas de satisfaire cette façon de penser de l'ingénieur.

Cependant, il est possible, une fois le mode d'instabilité potentielle établi, d'y greffer les équations de la statique et de calculer des facteurs de sécurité, des poussées sur les soutènements, des grandeurs de forces stabilisatrices et même d'éliminer certaines des hypothèses propres à la stéréographie, sans en perdre les avantages.

L'étude physique des glissements de terrains relève de la mécanique des milieux continus, car il s'agit de faire l'étude des déformations d'un corps soumis à certaines sollicitations. Etant un problème de mécanique, il fait intervenir trois notions physiques qui sont :

- Les lois fondamentales, qui sont valables pour tous les corps en équilibre et découlent de l'équation

$$\sum \vec{F} - m\vec{\gamma} = \vec{0} \quad 1-3$$

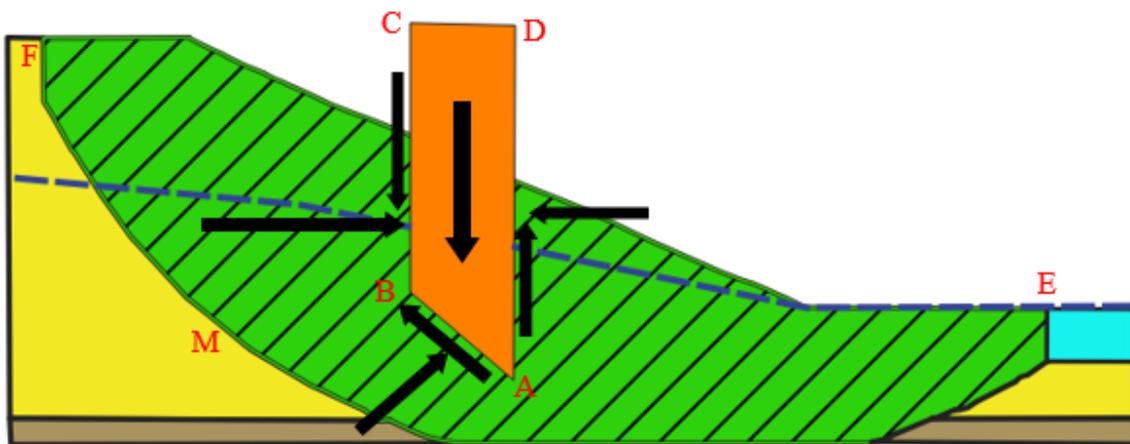
Où  $\sum \vec{F}$  représente la somme des forces (en N) appliquées à un solide de masse m (m en kg) et qui lui confèrent une accélération  $\vec{\gamma}$  (en m/s<sup>2</sup>), et de l'équation thermodynamique de continuité qui exprime la conservation de masse.

- Les lois Rhéologiques qui sont les lois physiques représentant les propriétés mécaniques des matériaux et reliant les contraintes aux déformations et à leurs dérivées par rapport au temps
- Les conditions aux limites le principe de calcul consiste à déterminer le facteur de sécurité (F.S) par lequel il faut diviser la résistance de la surface de glissement pour que la masse potentiellement stable soit à la limite de l'équilibre.

### 3-6-4. Principes et hypothèses de la méthode des tranches

Plusieurs étapes sont nécessaires pour la réalisation de cette méthode. On peut citer entre autres :

- Le découpage du sol en tranches verticales (au moins 25). Chaque tranche est indépendante et assure sa stabilité comme si elle était seule, comme l'indique la figure 1-9 ;
- De préférence les tranches doivent avoir la même épaisseur pour faciliter les calculs ;
- Ecrire l'équilibre de chacune des tranches et trouver les composantes des forces motrices et résistantes.



**Figure 1-10** : Coupe d'une pente découpée en tranches (Faure, 2001).

Si nous supposons une surface de rupture potentielle quelconque dont l'équation dans un repère orthonormé est :

$$Y=f(x) \quad \text{I-4}$$

Cette ligne découpe le massif en deux parties (voir figure 1-10). Découpons maintenant la partie supérieure, dont nous voulons étudier la stabilité, en  $n$  tranches d'épaisseur constante. La stabilité de chaque tranche peut être étudiée par les équations de la statique. Chaque tranche de sol est soumise à diverses forces, que nous indiquerons par  $i$  représentant le numéro de la tranche considérée et qui varie donc de 1 à  $n$  :

- Les forces volumiques dont la composante majeure est généralement le poids de la tranche et dont la résultante est représentée par un vecteur  $\vec{W}_i$  s'appliquant au centre de gravité de la tranche. Dans certains cas, on considère d'autres forces volumiques comme celles dues à un gradient de pression d'eau ou à une accélération horizontale dans le cas de séisme ;

- Les forces normales au pied de la tranche notées  $\vec{N}_i$  qui représentent la composante normale de l'action du massif sous-jacent ;
- Les forces tangentielles au pied de la tranche notée,  $\vec{T}_i$  qui représentent la composante tangentielle de l'action du massif sous-jacent ;
- Les forces inter-tranches notées  $\vec{F}_{i-1}$  et  $\vec{F}_{i+1}$  qui représentent les interactions des tranches les unes par rapport aux autres.

Les équations de la statique permettent d'écrire pour chaque tranche l'équilibre des forces et des moments par rapport à un point donné.

$$\vec{W}_i + \vec{N}_i + \vec{T}_i + \vec{F}_{i+1} + \vec{F}_{i-1} = 0 \quad 1-5$$

De plus, toutes ces méthodes supposent que la largeur des tranches est suffisamment petite pour qu'on puisse supposer que les contraintes normales et tangentielles le long du pied de la tranche sont des constantes, ce qui permet d'écrire :

$$\sigma = \frac{N_i}{S_i} \quad \text{et} \quad \tau = \frac{T_i}{S_i} \quad 1-6$$

où  $S_i$  est la surface du pied de la tranche. Nous pouvons aussi définir la contrainte de cisaillement maximale que peut supporter le sol où l'on peut exprimer à partir du critère de rupture de Mohr - Coulomb :

$$\tau_{max} = c' + \sigma' \tan \varphi' \quad 1-7$$

Le facteur de sécurité pour chaque tranche  $f_i$  peut alors être défini par la relation :

$$f_i = \frac{\tau}{\tau_{max}} \quad 1-8$$

La résolution du système d'équations ainsi formé est impossible car possède plus d'inconnues que d'équations. Plusieurs hypothèses supplémentaires sont donc nécessaires pour trouver la solution à ce système à savoir :

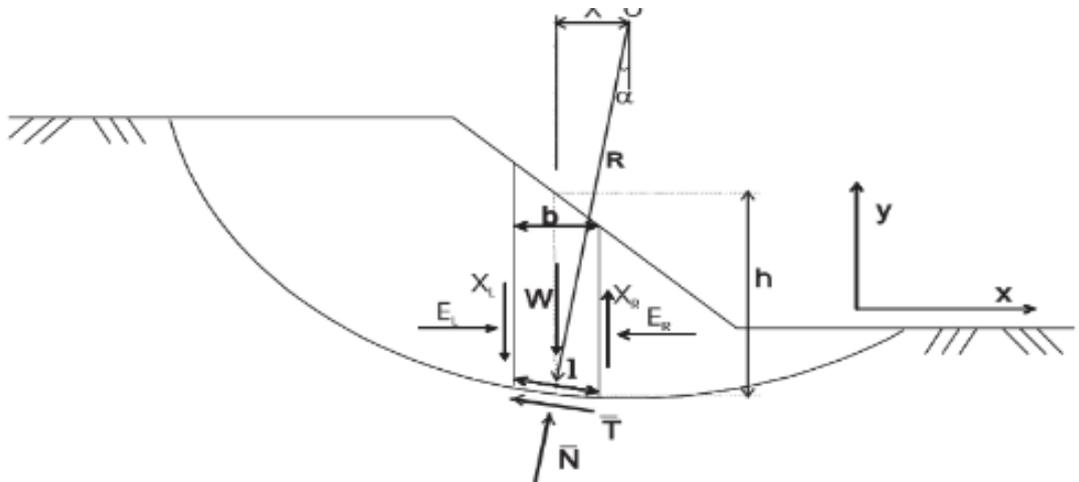
- La première hypothèse suppose que les facteurs de sécurité pour chaque tranche  $f_i$  sont égaux et notés  $F_i$ . Il faut noter que cette hypothèse est commune à toute méthode de calcul à la rupture et est contraire au concept de rupture progressive ;

- La deuxième hypothèse dépend du type de méthode utilisée. On peut la diviser en trois grandes classes :
  - La grandeur des forces inter-tranches (Bishop, Fellenius, Morgenstern et Price) ;
  - La ligne d'action des forces d'inter-tranches (Janbu) ;
  - La variation de la contrainte normale le long de la ligne de rupture potentielle (méthode de perturbation).

Le principe de base de toutes ces méthodes est de découper le volume de sol étudié en un certain nombre de tranches et d'appliquer les différentes forces. Toutes ces méthodes ont en commun la même difficulté qui est de trouver à la fois :

- la surface critique ;
- les contraintes normales et tangentielles le long de cette surface ;
- le facteur de sécurité (sur le critère de rupture) en partant des équations d'équilibre.

### 3-6-5. Calcul du coefficient de sécurité



**Figure 1-11** : Exemple de rupture circulaire (Faure, 2001).

Comme on peut le voir sur la figure 1-11, les forces agissant sur la tranche peuvent être définies comme suit :

$W$  : poids total de la tranche de largeur  $b$  et de hauteur  $h$  ;

$N, T$  : composantes normale et tangentielle de la force agissant à la base de la tranche ;

$X, E$  : composantes verticale et horizontale des forces inter tranches ;

$b$  : épaisseur de la tranche ( $b=l \cdot \cos\alpha$ ) ;

$\alpha$  : angle que fait la base de la tranche avec l'horizontale ;

R : rayon du cercle de rupture de centre O ;

l : longueur du plan de glissement de la tranche ;

x : bras de levier du poids des terres.

Définissons les efforts comme suit :

$$\bar{N} = \sigma l \quad \text{et} \quad \bar{T} = \tau_m l \quad 1-9$$

Où  $\tau_m$  est la contrainte de cisaillement mobilisée à la base de la tranche qui peut être exprimée par :

$$\tau_m = \frac{\tau}{F_s} \quad 1-10$$

Et  $\tau$  est donnée par l'équation de Mohr- Coulomb :  $\tau = c + (\sigma - u) \tan \varphi$  1-11

$F_s$  est le facteur de sécurité par lequel la résistance au cisaillement du sol doit être réduite pour amener la masse de sol dans un état d'équilibre limite.

Il vient alors :

$$\bar{T} = \frac{\tau}{F_s} l = \frac{b}{F_s} [c + (\sigma - u) \tan \varphi] \quad 1-12$$

ou

$$\bar{T} = \frac{1}{F_s} [cb + (\bar{N} - ub) \tan \varphi] \quad 1-13$$

Pour une tranche :

- En projetant verticalement toutes les forces ;

$$\bar{N} \cos \alpha + \bar{T} \sin \alpha = W - (X_R - X_L) \quad 1-14$$

Si on introduit 1-11 dans 1-12, on obtient

$$\bar{N} = \left[ W - (X_R - X_L) - \frac{1}{F_s} (cb \sin \alpha - ul \tan \varphi \sin \alpha) \right] / m_\alpha \quad 1-15$$

$$m_\alpha = \cos \alpha \left( 1 + \tan \alpha \frac{\tan \varphi}{F_s} \right) \quad 1-16$$

- En projetant horizontalement toutes les forces :

$$\bar{T} \cos \alpha - \bar{N} \sin \alpha + E_R - E_L = 0 \quad 1-17$$

On peut définir le coefficient de sécurité comme suit :

1. A partir de l'équilibre des moments de toutes les forces et on va le désigner par  $F_m$  ;
2. A partir de l'équilibre global des forces horizontales, les unes tendant à bouger la masse de sol, les autres tendant à la stabiliser, et on va le désigner par  $F_f$ .

En général, les deux facteurs de sécurité sont assez proches et Bishop (1955) montrent que  $F_m$  est moins sensible aux hypothèses sur les forces inter tranches.

Pour trouver les deux facteurs de sécurité  $F_m$  et  $F_f$ , certaines hypothèses doivent être posées afin résoudre les équations. A titre indicatif, nous citons certaines méthodes d'équilibre limite et leurs hypothèses :

### 3-6-5-a. Principe des méthodes de calcul

Les principales méthodes de calcul de stabilité des pentes sont basées sur la recherche d'un coefficient de sécurité en supposant que le sol est à l'équilibre limite le long d'une surface de glissement (autrement dit, on suppose que la rupture du sol survient simultanément en tout point de la surface de glissement). On traite le problème en le supposant bidimensionnel, c'est-à-dire qu'on considère une tranche d'épaisseur unité : la surface de glissement est alors représentée par une ligne de glissement.

### 3-6-5-b. Méthode de poux

Le volume affecté par diapositive est subdivisé en un nombre approprié de tranches. Si le nombre de tranches est  $n$ , le problème présente les inconnues suivantes :

- $n$  valeurs des forces normales  $N_i$  agissant sur la base de chaque tranche ;
- $n$  valeurs des efforts tranchants à la base de la tranche  $T_i$  ;
- $(n-1)$  forces normales  $E_i$  agissant sur l'interface des tranches ;
- $(n-1)$  forces tangentielles  $X_i$  agissant sur l'interface des tranches ;
- $n$  valeurs de la coordonnée «  $a$  » qui identifie le point d'application de  $E_i$  ;
- $(n-1)$  valeurs de la coordonnée qui identifie le point d'application de  $X_i$  ;
- Une inconnue constituée par le facteur de sécurité FS.

Toutes les inconnues sont au nombre de  $(6n-2)$ , alors que les équations sont énumérées comme suit :

- $n$  équations d'équilibre des moments ;
- $n$  équations d'équilibre au déplacement vertical ;
- $n$  équations d'équilibre au déplacement horizontal ;
- $n$  équations relatives au critère de rupture.

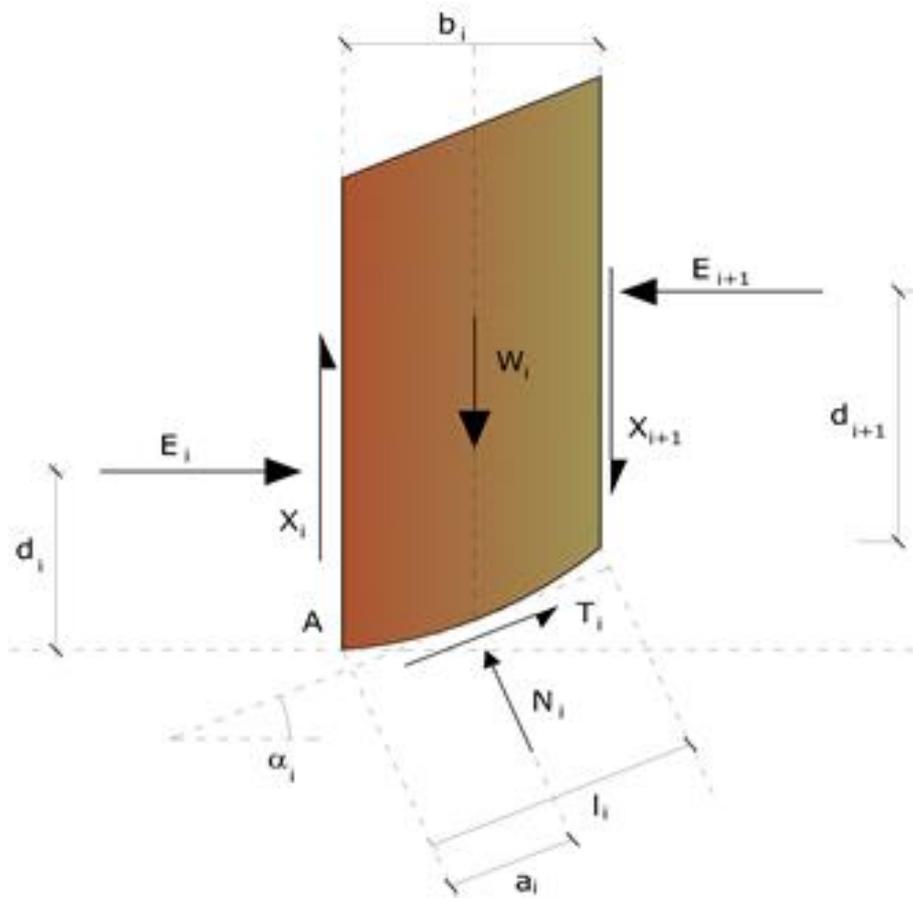
En tout il y a  $4n$  équations.

Le problème est statistiquement indéterminé dans la mesure où :

$$i = (6n-2)-4n=2n-2$$

1-18

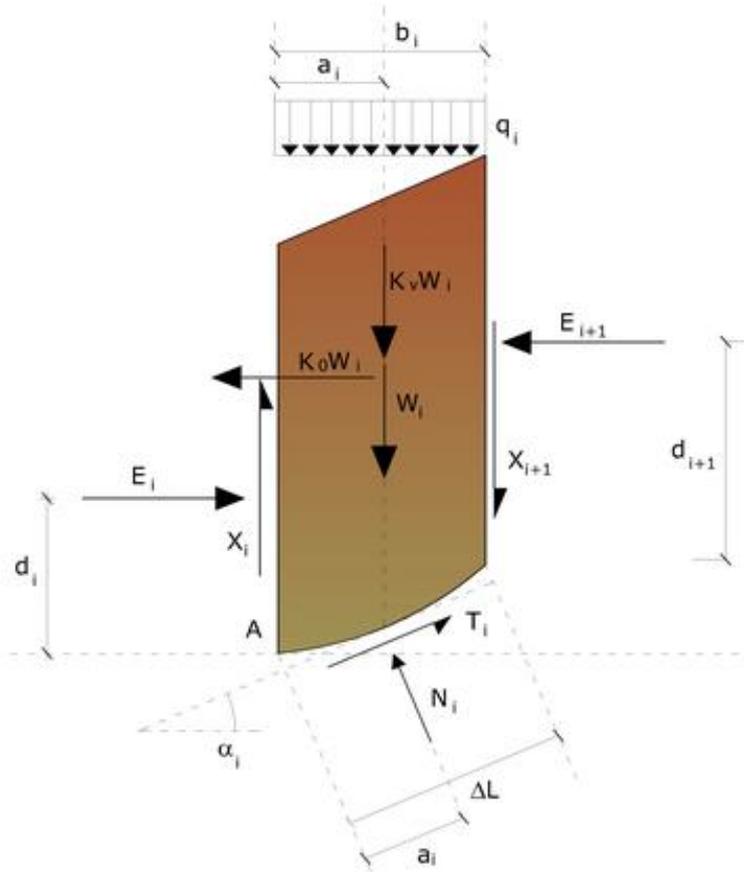
Le degré d'indétermination est encore réduit à  $(n-2)$  car on suppose que  $N_i$  est appliqué à un point médian de la tranche, ce qui équivaut à supposer que les contraintes normales totales sont réparties uniformément. Les méthodes fondées sur la théorie de l'équilibre limite diffèrent dans la manière où les  $(n-2)$  degrés d'indétermination sont éliminés figure 1-12.



**Figure 1-12** : Coupe d'une pente avec les forces agissantes (Faure, 2001).

### 3-6-5-c. Méthode de Fellenius (1927)

Cette méthode est valable uniquement pour les surfaces de glissement de forme circulaire figure 1-13.



**Figure 1-13 :** Coupe d'une pente avec les forces agissant sur les surfaces glissantes (Faure, 2001).

Les forces entre les coupes sont ignorées et les inconnues sont ainsi réduites à :

- n valeurs des forces normales  $N_i$  ;
- n valeurs des efforts tranchants  $T_i$  ;
- 1 facteur de sécurité.

Et on obtient  $(2n+1)$  inconnus. Les équations disponibles sont :

- n équations d'équilibre au déplacement vertical ;
- n équations relatives au critère de rupture ;
- 1 équation des moments globaux.

En ignorant les forces entre les coupes et réduisant les inconnus, on obtient l'équation 1-19.

$$FS_{Fellenius} = \frac{\sum [c' b + (W \cos^2 \alpha - ub) \tan \phi'] / \cos \alpha}{\sum w \sin \alpha} \quad 1-19$$

Cette équation est facile à résoudre, mais il a été trouvé qu'elle fournit des résultats conservateurs (faibles facteurs de sécurité) surtout pour les surfaces profondes où on a une augmentation de la valeur de la pression interstitielle.

### 3-6-5-d. Méthode de Bishop (1955)

Aucune des forces contributives agissant sur les tranches n'est ignorée en utilisant cette méthode qui fut la première à décrire les problèmes des méthodes conventionnelles. Les équations utilisées pour résoudre le problème sont :

Critère de défaillance :

$$\Sigma F_y = 0 \quad 1-20$$

$$\Sigma M_0 = 0 \quad 1-21$$

Ainsi, le facteur de sécurité selon Bishop est donné à l'équation 1-22 en se basant sur la figure 1-11 :

$$FS_{Bishop} = \frac{\Sigma [c' + b + (W - ub) \tan \phi'] / (\cos \alpha + \sin \alpha \tan \phi') / FS_{Fellenius}}{\Sigma W \sin \alpha} \quad 1-22$$

### 3-6-5-e. Méthode de Janbu (1967)

Janbu a étendu la méthode de Bishop aux surfaces de forme libre. Lorsque des surfaces de glissement de forme libre (forme générique) sont traitées, le bras des forces change (dans le cas de surfaces circulaires, il est constant et égal au rayon de l'arc) et il est donc plus pratique d'évaluer l'équation du moment à l'angle de chaque tranche.

## 4. ZONE D'ETUDE

La pente coupe est un mélange complexe des roches métamorphiques constituées principalement de gneiss. Ces pentes sont situées en Afrique Centrale sur le corridor Douala - Bangui- Ndjamenà qui relie le Cameroun à la Centrafrique et au Tchad, le corridor Douala - Wéso – Ebebiyin qui relie le Cameroun au Congo, au Gabon et à la Guinée Equatoriale. La figure 1-13 montre les pentes coupes étudiées dans différentes directions. Ces corridors traversent les formations volcaniques, plutoniques, sédimentaires et métamorphiques généralement recouvertes par des couches d'argile et de latérite plus ou moins épaisses. Les

formations métamorphiques sont essentiellement constituées des roches gneissiques plus ou moins fracturées et consolidées (Figure 1-14).

#### **4-1. Revue sur la zone d'étude**

##### **4-1-1. Revue géologique**

Yonta Ngoune en 2010 dit que de nouveaux levés cartographiques associés à une étude pétrologique ont permis de mieux définir la nature des formations lithologiques de la région de Boumnyebel et leur signification sur la chaîne panafricaine d'Afrique Centrale. Deux ensembles constituent cette région : (i) des formations paléoprotérozoïques constituées d'orthogneiss à biotite et d'amphibolites à grenat localisées au Sud et au Sud-ouest, et (ii) des formations panafricaines reposant tectoniquement (nappe) sur les précédentes et appartenant au groupe de Yaoundé.

##### **4-1-2. Revue pétrophysique**

Njandjock et al., en 2013 ont publié un article intitulé *Electrical and Geological Investigations to Conduct Petrophysical Study in Douala-Cameroun Sedimentary Basin*. Des méthodes électriques et géologiques sont utilisées pour mener une étude pétrophysique dans le bassin sédimentaire Douala-Cameroun le long de la route nationale Yaoundé-Douala n° 3. Les études dans cette région portent sur trois affleurements, à savoir : Missolè II situé sur le bassin sédimentaire de Douala, Edéa et Sikoum qui sont des affleurements de roches du socle formant la limite orientale du bassin sédimentaire de Douala. Cette étude révèle que les roches du bassin sédimentaire de Douala sont principalement composées de grès et d'argile. Les deux roches du socle d'Edéa et de Sikoum sont soumises aux mêmes phases de déformation. Ces phases de déformation confèrent au quartzite une structure particulière qui influence grandement la résistivité et la densité de ces roches et lui confèrent une anisotropie planaire.

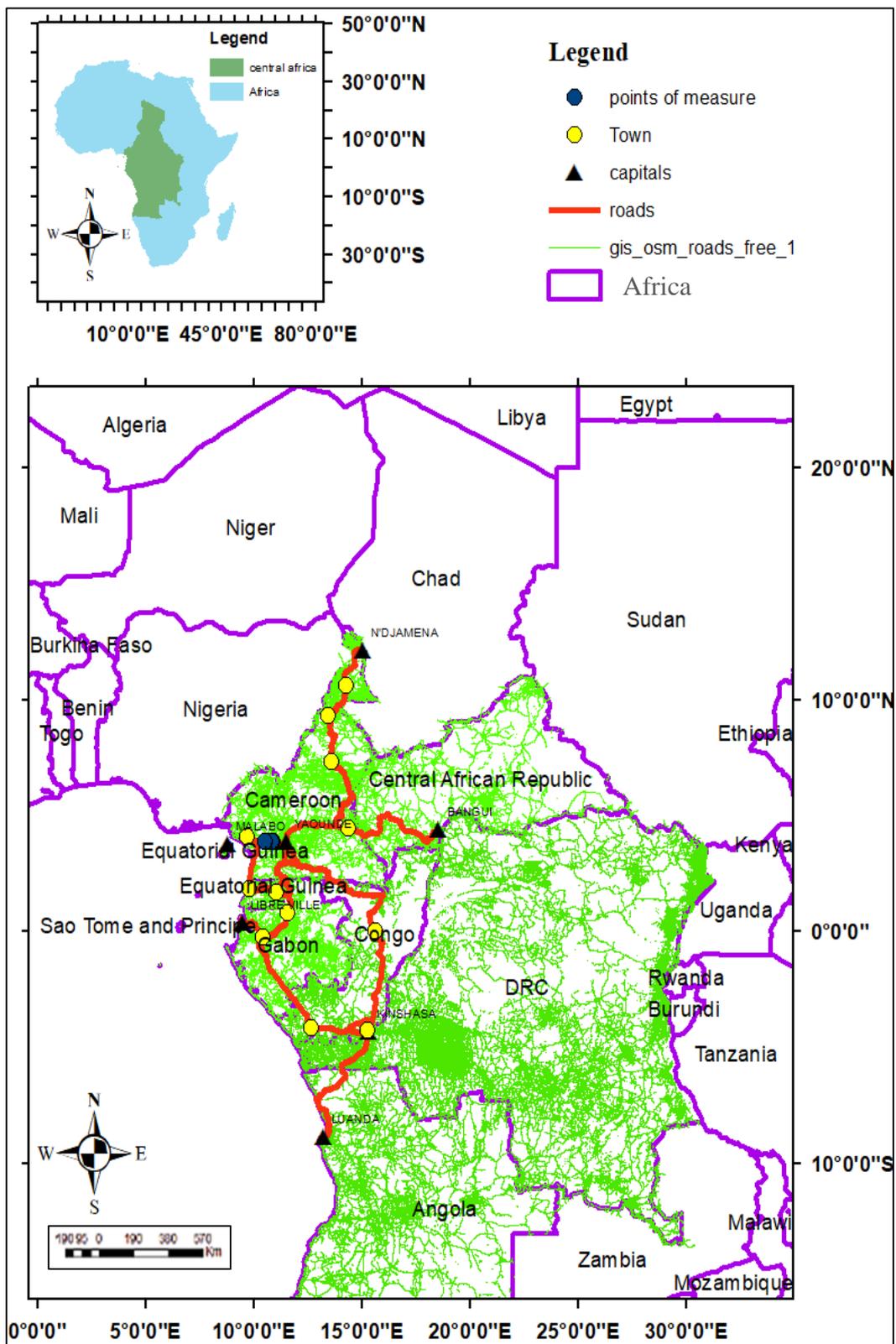


Figure 1-14 : Carte des routes principales de la zone d'étude (Google Map, 2022 modifiée).

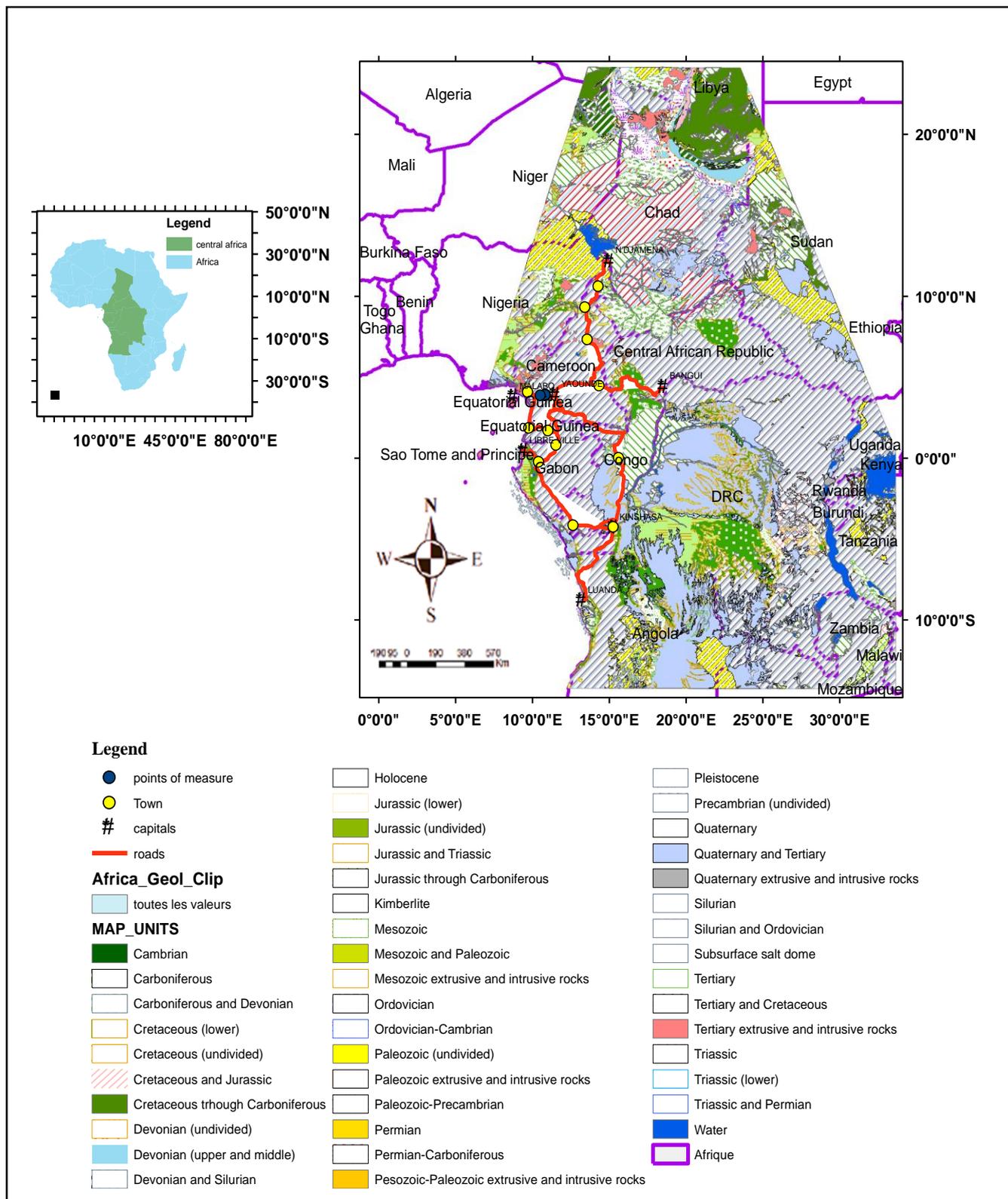


Figure 1-15 : Carte géologique de la zone d'étude.

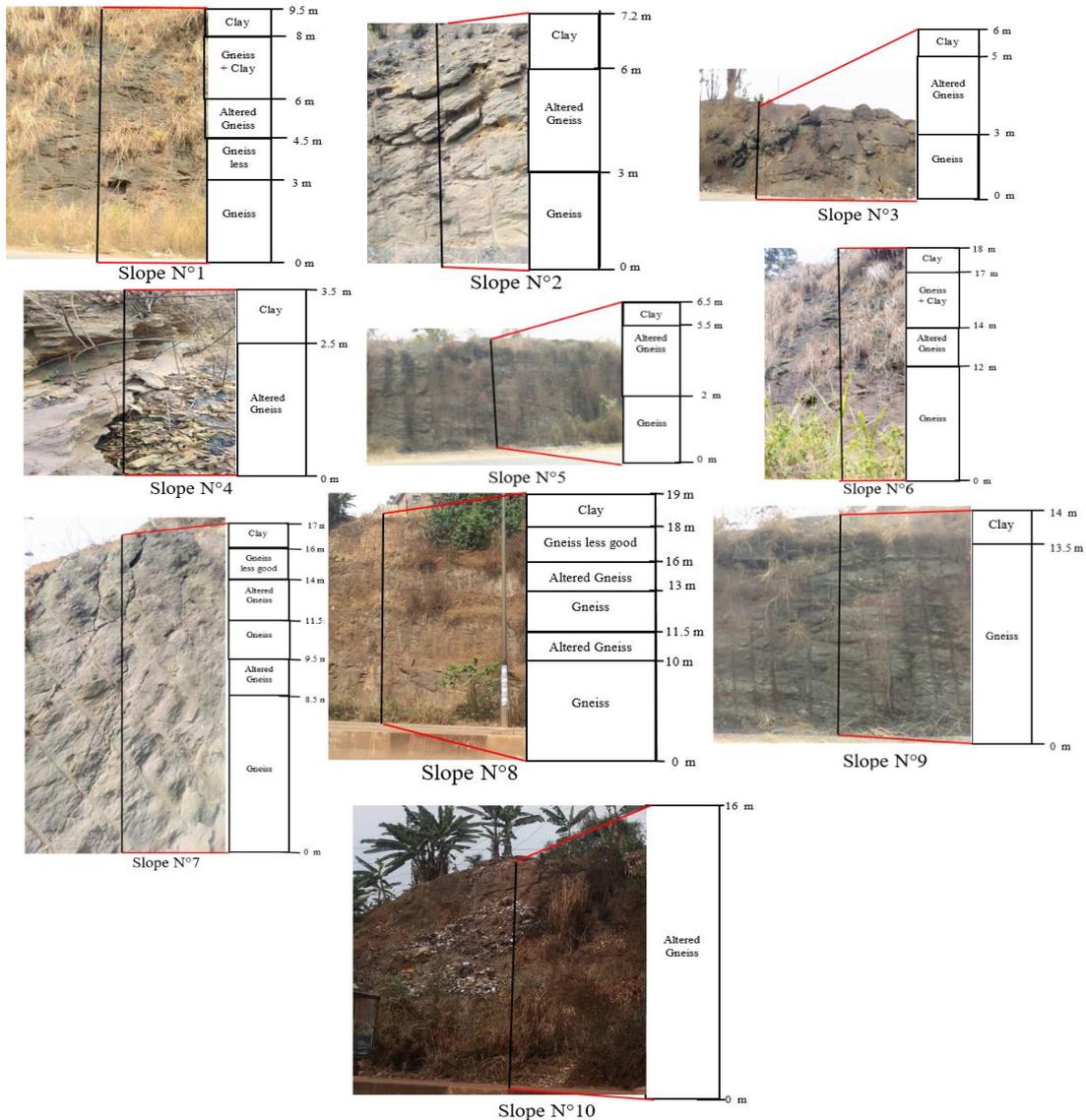


Figure 1-16 : Coupes des pentes étudiées.

## 5. CONTRAINTE VERTICALE SUR UNE FACETTE PARALLELE A LA PENTE

Pour une facette telle que représentée sur la figure 1-17-a, située à une profondeur  $h$  et inclinée d'un angle  $\beta$  par rapport à l'horizontale (égale à l'angle de la pente), la contrainte verticale  $\sigma_v$  est déduite du poids  $W$  d'une tranche de sol de largeur  $dx$  :

$$W = \gamma h dx \quad 1-23$$

Par ailleurs, pour une tranche de largeur  $dx$  la surface  $dA$  de la facette est telle que :

$$\cos \beta = \frac{dx}{dA} \quad \text{soit:} \quad dA = \frac{dx}{\cos \beta} \quad 1-24$$

Finalement la contrainte verticale est donnée par :

$$\sigma_v = \frac{W}{dA} = \gamma h \cos \beta \quad 1-25$$

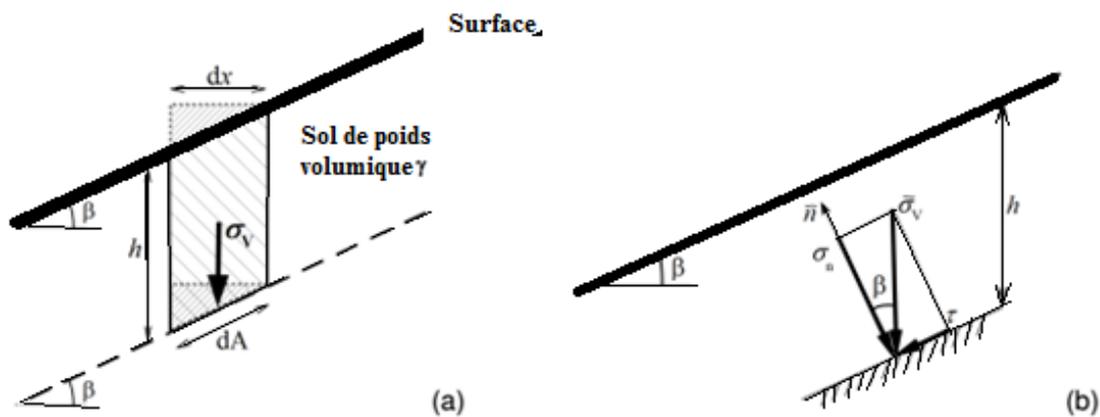
Comme indiqué sur la figure 1-17-b, cette contrainte verticale peut être décomposée comme suit:

- une composante normale à la facette :

$$\sigma_n = \sigma_v \cos \beta = \gamma h (\cos \beta)^2 \quad 1-26$$

- une composante tangente à la facette qui constitue une contrainte de cisaillement motrice vis-à-vis du glissement :

$$\tau_{moteur} = \sigma_v \sin \beta = \gamma h \cos \beta \sin \beta \quad 1-27$$



**Figure 1-17 :** (a) Contrainte verticale exercée sur une facette parallèle à la pente (b) Décomposition de cette contrainte verticale suivant le repère lié à la facette.

## 6. NOTION DE FACTEUR DE SECURITE

Si les données des ouvrages nécessaires sont définies, le calcul de la stabilité des pentes peut être effectué à l'aide d'une des méthodes de calcul connues. Le principe de calcul consiste à déterminer le facteur de sécurité  $F.S$  par lequel il faut diviser la résistance de la surface de glissement pour que la masse potentiellement stable soit à la limite de l'équilibre.

On distingue deux manières différentes d'utiliser les méthodes de calcul :

- Dans la première, le glissement a déjà eu lieu, il s'agit d'une valeur de  $F.S$  inférieure ou égale à 1, dans ce cas la surface exacte est connue et on cherche à déterminer, pour  $F.S=1$ , les caractéristiques correspondantes.

- La deuxième, la plus fréquente, consiste à déterminer la marge de sécurité disponible et adopter les solutions adéquates pour améliorer la sécurité de l'ouvrage en répondant à des exigences en fonction de l'emploi des talus.

Pour évaluer la stabilité d'une pente, l'ingénieur doit choisir entre plusieurs définitions du coefficient de sécurité, ce coefficient peut être un rapport de forces, de moments, de grandeurs par rapport à une grandeur limite comme le montre le tableau 1-1.

**Tableau 1-1** : Différents exemples de définitions d'un coefficient de sécurité, LAMBE (1973).

Définition	Formule
Rapport de contraintes	$F = \tau_{max}/\tau$
Rapport de forces	$F = E_{resist}/E_{moteur}$
Rapport de moments	$F = M_{resist}/M_{moteur}$
Rapport de grandeurs	<i>Par ex:</i> $H/H_{max}$

Théoriquement, le talus est dit stable si  $F.S > 1$ , l'état d'équilibre limite (rupture) est obtenu lorsque  $F.S = 1$ , mais dans la pratique, le coefficient  $F.S$  est compris entre 1,15 et 1,30 en tenant compte des facteurs suivants :

- ✓ Les erreurs dues à l'exactitude des méthodes de calcul de la stabilité du bord ;
- ✓ Les incertitudes expérimentales de la détermination des propriétés physico-mécaniques des roches, comme par exemple la valeur moyenne du poids volumique des roches composant le massif ;
- ✓ Les incertitudes de la détermination de l'influence de la fissure.
- ✓ L'influence des charges dynamiques provoquées par le tir, par le mouvement des moyens de transport et par les séismes .

Le tableau 1-2 nous donne les valeurs de  $F.S$  en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions particulières qui l'entourent.

**Tableau 1-2 :** Valeurs de F.S en fonction de l'importance de l'ouvrage.

FS	Etat de l'ouvrage
< 1	Danger
1,0 - 1,25	Sécurité contestable
1,25 - 1,4	Sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants  Sécurité contestable pour les barrages, ou bien quand la rupture serait catastrophique
> 1,4	Sécurité satisfaisante pour les barrages

### Conclusion

La sous-région de l'Afrique centrale présente plusieurs variations de formations géologiques, et du paysage. Il était question pour nous de présenter les différentes formes de rupture des ouvrages. Ces différentes formes de rupture sont parfois dues à la nature de roches constituant le support des ouvrages (les tunnels, les fondations, les pentes etc). Le chapitre suivant sera basé sur la présentation des matériels, du choix des méthodes utilisées.

## CHAPITRE II : MATERIEL ET METHODES

## Introduction

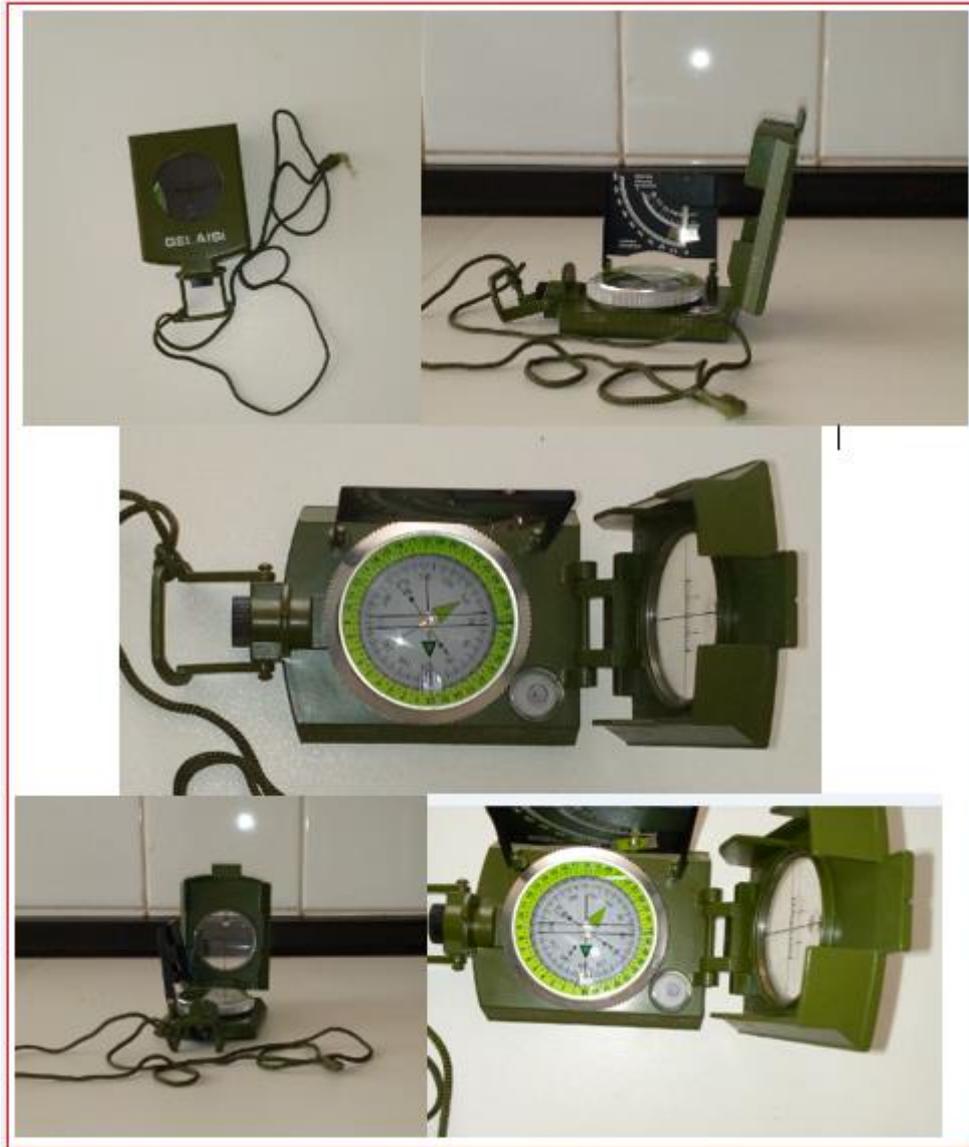
De par les notions énoncées dans le chapitre 1 de ce travail, il n'est pas évident d'utiliser une seule méthode pour la caractérisation de l'instabilité ou la stabilité des ouvrages dans une zone et ceci est lié à leur complexité. Plusieurs méthodes peuvent être combinées afin d'étudier et de caractériser l'état d'un ouvrage. Dans le cadre de ce travail, plusieurs méthodes ont été combinées afin de trouver des corrélations éventuelles entre elles et d'en conclure sur l'état des ouvrages (pente, fondation, tunnel). Ainsi, l'analyse et le traitement des données prises avec une boussole, un décamètre, le pénétromètre et le pressiomètre ont été effectués en utilisant la combinaison de deux méthodes : statique et dynamique.

## 1. MATERIEL UTILISE

La mesure de la stabilité des ouvrages va se faire grâce au calcul de certains paramètres entre autres le nombre des joints, l'espacement des joints, la densité des joints, l'angle de talus, la hauteur du talus, l'angle de frottement, la contrainte admissible, la résistance dynamique, la pression ultime, la pression limite etc... Ces paramètres se calculent grâce à un appareillage géophysique bien précis qu'on peut citer : une boussole à bulle d'eau qui permet de lire les angles, un décamètre, récepteur GPS et équerre.

### 1-1. Boussole

Une boussole de marque Gelaisi a été utilisée (figure 2-1). Elle fournit une direction de référence connue qui aide à la navigation. Elle nous permet de mesurer les directions des joints, l'orientation des joints sur les ouvrages (pentes). Les points cardinaux sont (dans le sens des aiguilles d'une montre) : Nord, Est, Sud et Ouest.



**Figure 2- 1 : Boussole.**

### **1-2. Décamètre**

Le décamètre est l'unité de longueur égale à dix mètres (symbole dam). Il nous permet de mesurer la longueur des ouvrages (figure 2-2).



Figure 2-2 : Décamètre.

### 1-3. Récepteur GPS

Le récepteur GPS (Global positioning System) est un appareil permettant de donner la position d'une personne (figure 2-3).



Figure 2-3: Récepteur GPS.

#### 1-4. Equerre

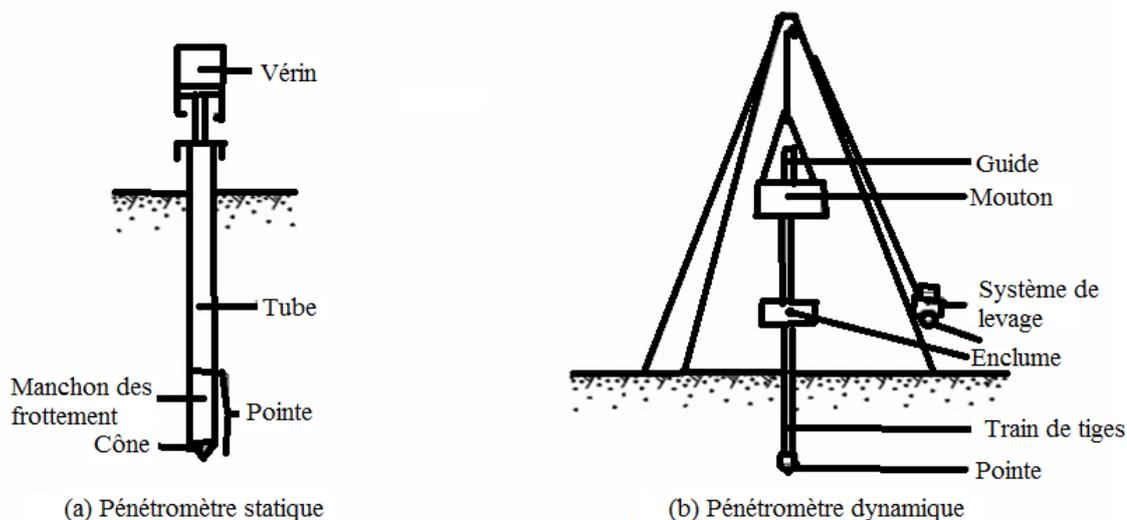
Il nous a permis de prendre les angles des différents talus lors de la descente sur le terrain (figure 2-4).



**Figure 2-4 :** Equerre.

#### 1-5. Pénétromètre

Les pénétromètres sont des outils utilisés en mécanique des sols afin d'établir un type de fondation pour des ouvrages à construire. Ils fournissent la mesure d'une « résistance dynamique de pointe » exprimée en MPa (mégapascal) en fonction de leurs caractéristiques intrinsèques (Lenoble et al., 2003). Ils sont classés en deux grandes familles : les pénétromètres statiques et les pénétromètres dynamiques (figure 2-5).



**Figure 2-5 :** Description schématique de pénétromètre (a) statique et (b) dynamique (Koudery, 2005).

Les pénétromètres statiques sont vérins dans les terrains à une vitesse lente et régulière (Amar et al., 1998). Dans le cas des pénétromètres dynamiques, deux types sont à distinguer : les pénétromètres dynamiques à énergie constante et les pénétromètres dynamiques à énergie variable.

Les pénétromètres dynamiques à énergie variable sont ceux dont la pénétration est réalisée à l'aide d'un marteau (système de battage manuel) tandis que pour ceux dont l'énergie est constante, les sondages sont réalisés par la chute libre d'un mouton pesant, tombant à une hauteur constante. Les pénétromètres dynamiques à énergie constante sont donc relativement lourds. Et c'est pourquoi on les nomme « pénétromètres dynamiques lourds ».

La figure 2-6 représente deux types de pénétromètres dynamiques lourds : le type A ou PDA (norme NF P 94-114) et le type B ou PDB (norme NF P 94-115) (Benz, 2009).

La différence entre les pénétromètres de type A et de type B se situe au niveau de la conception de train de tiges (mesure du nombre de coups) et de la pointe (Waschkowski, 1983) (tableau 2-1).



**Figure 2-6 :** Deux types du pénétrömètre dynamique lourd : (a) type A (FORDIA) ; (b) type B (GEOTOOL).

**Tableau 2-1 :** Différence entre le PDA et le PDB (Arvor, 2010).

Type de pénétrömètre	Injection de boue de forage	Mesure du nombre de coups pour
A	Oui	10 cm
B	Non	20 cm

La profondeur maximale d'investigation utilisant le pénétrömètre PDA est de 30 m tandis que celle du PDB est de 15 m (Bigot, 1997).

## 1-6. Pressiomètre

Les sondages pressiométriques consistent à mesurer la résistance à la déformation du sous-sol à l'aide du pressiomètre dont on creuse un trou de dimension celle de la sonde à l'aide d'une tarière mécanique (figure 2-7). Il fournit à la fois un critère de rupture et un critère de déformation. Pour faire ces essais, on effectue des forages en utilisant généralement des tarières. On distingue des tarières manuelles et des tarières mécaniques.

Les tarières manuelles sont utilisées dans des endroits inaccessibles et permettent d'atteindre des profondeurs de 4 m à 5 m.

Quant aux tarières mécaniques, la profondeur d'investigation des sondages est variable puisqu'elle dépend de la puissance de la machine et de la nature des sols traversés (Mahamadou Idrissa, 2008).



**Figure 2-7 :** Pressiomètre de Menard (a) et tarière mécanique (b).

## 2. COTE DE LA MASSE ROCHEUSE (RMR)

La classification RMR (Rock Mass Rating), aussi connue sous le nom de classification géo mécanique, a été modifiée et est devenue la norme internationale pour la détermination de la pondération de la masse rocheuse. Cette classification de la masse rocheuse a été développée

par Bieniawski (1973, 1976 et 1989). Le tableau 2-2 présente les paramètres principaux et le paramètre de contrôle qui constituent la RMR dont les étapes pour aboutir à ce dernier sont illustrées par la figure 2-8, c'est-à-dire :

**2-1. Résistance du matériau de la roche intact ( $R_1$ )**

Le tableau 2-2 présente les différentes valeurs de la résistance des matériaux intacts et leurs cotes proposées par ISRM (1981,1985).

**Tableau 2-2 :** (A) Classification géomécanique de la base de masse rocheuse articulé de Bieniawski (1989).

Paramètres		Fourchette de valeurs							
1.	Résistance du matériau de la roche intacte	Indice de résistance à la charge ponctuelle	>10 MPa	4-10 MPa	2-4 MPa	1-2 MPa	Pour ce type d'essai, il est préférable de procéder à un essai de compression uniaxial.		
		Force de compression uniaxiale	>250 MPa	100-250 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	5-25 MPa	1-5 MPa	<1 MPa
Cote			15	12	7	4	2	1	0
2.	Qualité des carottes de forage (RQD)	90-100	75-90	50-75	25-50	<25			
Cote		20	17	13	8	3			
3.	Espacement des discontinuités	>2m	0,6-2 m	200-600 mm	60-200 mm	<60 mm			
Cote		20	15	10	8	5			
4.	État des discontinuités	Surfaces très rugueuses, non continues, sans séparation, non vieilles.	Surfaces légèrement rugueuses, séparation < 1mm, paroi légèrement altérée par le temps.	Surface légèrement rugueuse, séparation < 1mm paroi très altérée	Surfaces gaufrées ou gouge < 5 mm ou séparation 1-5 mm, continues	Gouge souple > 5 mm ou séparation > 5 mm en continu			

## APPORT DE LA GEOPHYSIQUE A LA STABILITE DES OUVRAGES

Cote	30	25	20	10	0		
5	Eaux souterraines	Débit entrant par 10m de longueur de tunnel (L/min)	Néant	<10	10-25	25-125	>125
	Ratio $\frac{JointwaterPre}{Majorprincipa}$						
			0	<0,1	0,1-0,2	0,2-0,5	>0,5
			Complètement	Humide	Mouillé	Goutte d'eau	Coulant
Cote			15	10	7	4	0

### (B) Ajustement de la notation pour l'orientation de la discontinuité

Orientation des discontinuités en fonction de l'angle d'attaque et du pendage		Très Favorable	Favorable	Juste	Défavorables	Très défavorables
Cotes	Tunnels et mines	0	-2	-5	-19	-12
	Fondations	0				-25
	Pentes	0	-5	-25	-50	-60

### (C) Classes de masse rocheuse déterminées à partir des cotes totales.

Cotes	100-81	80-61	60-41	40-21	<20
Numéro de la catégorie	I	II	III	IV	V
Description	Très bonne roche	Roche bonne	Roche juste	Roche pauvre	Roche très pauvre

### (D) Meaning of rock mass class.

Numéro de la catégorie	I	II	III	IV	V
------------------------	---	----	-----	----	---

Durée moyenne du stand-up	20 ans pour une portée de 15 m	1 an pour une portée de 10 m	1 semaine pour 5 m de portée	10h pour une portée de 2,5 m	30 min pour 1 min
Cohésion des masses rocheuses (kPa)	> 400	300-400	200-300	100-200	<100
Angle de frottement de la masse rocheuse (°)	>45	35-45	25-35	15-25	<15

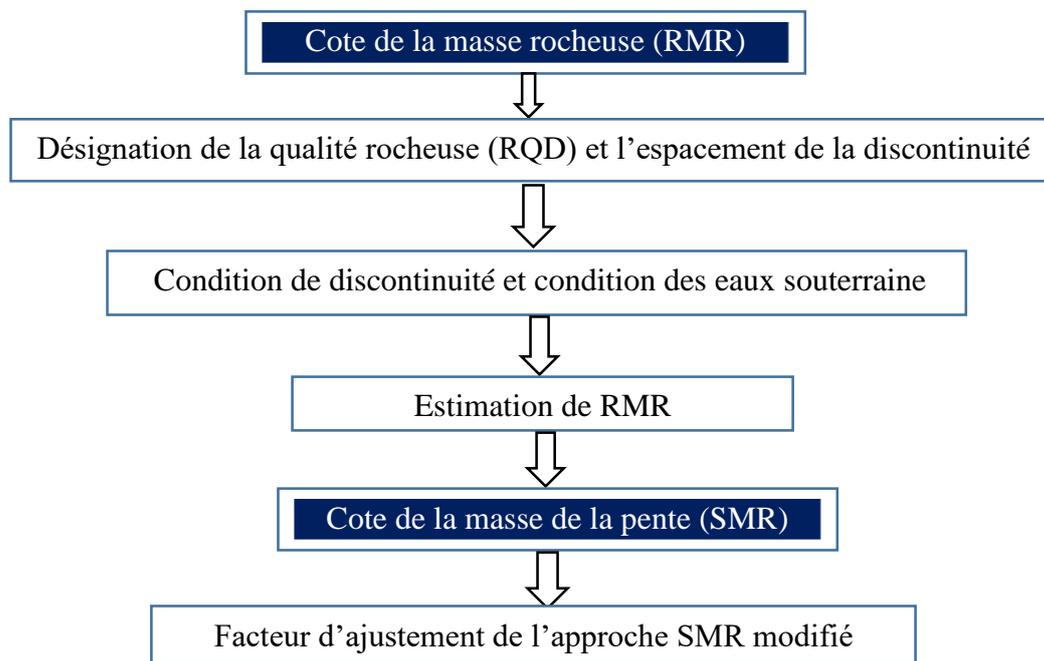
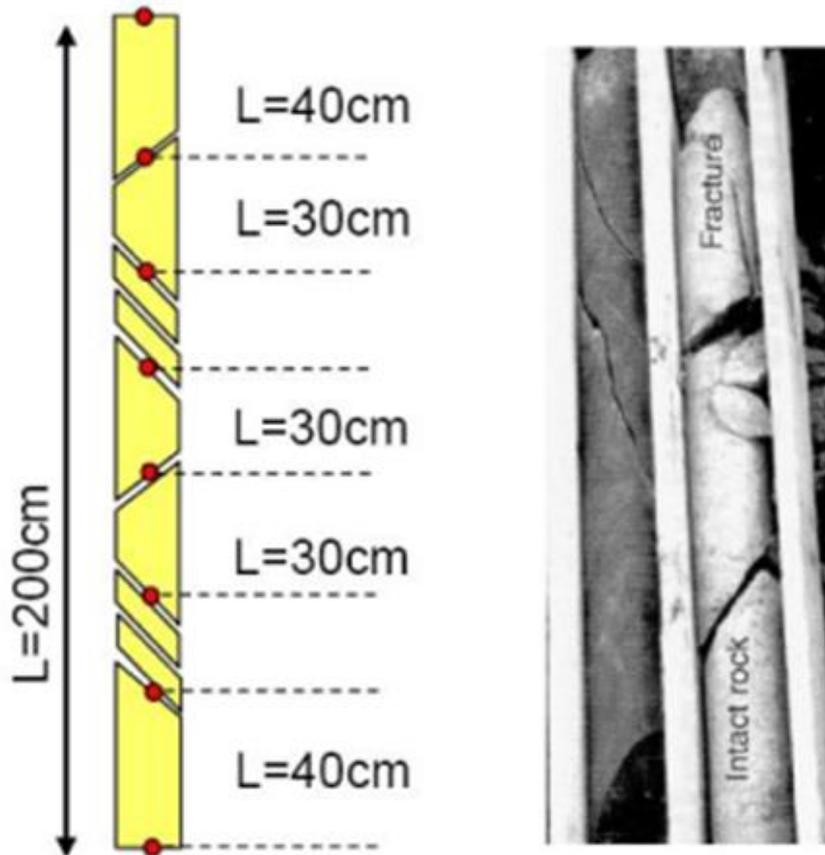


Figure 2-8 : Méthode d'étude (Rasyikin et al., 2019).

## 2-2. Désignation de la qualité de la roche (RQD) ( $R_2$ )

La qualité de masse rocheuse (RQD) a été développée par (Deere D. et al, 1967) dans le but d'obtenir une estimation quantitative de la qualité du massif rocheux à partir de carottes de forage. La RQD est définie comme le pourcentage des parties intactes de plus de 100 mm (4 pouces) de longueur par rapport à la longueur totale des carottes extraites du forage. Les diamètres des carottes doivent être de 54,7 mm ou 2,15 pouces. La procédure de mesure correcte de la longueur des carottes étudiées et le calcul de la RQD sont résumés dans le tableau 2-2 (Hoek, 2000).



**Figure 2-9 :** Procédure de mesure et de calcul de la RQD (After Deere D., 1967).

En 1967, Deere démontre que la RQD est le rapport de la somme des longueurs des corps en place supérieures à 10 cm et la longueur totale du corps fois 100.

$$RQD = \frac{\sum \text{longueur des corps en place} > 10 \text{ cm}}{\text{longueur totale du corps}} \times 100 \quad 2-1$$

Palmström en 1982 a suggéré que, lorsque les carottes ne sont pas disponibles mais les discontinuités sont visibles à la surface d'exposition (face libre du gradin), la RQD peut être estimé à partir du nombre de discontinuités par unité de volume. La relation suggérée pour des masses rocheuses contenant de l'argile libre est :

$$RQD = 115 - 3,3J_V \quad 2-2$$

$$RQD = 0 \text{ si } J_V > 35 \quad 2-3$$

$$RQD = 100 \text{ si } J_V < 4,5 \quad 2-4$$

Lorsque  $J_V < 4,5$  , les fractures et fissures induites par le tir ne sont pas comptabilisées.

$J_V$  représente le nombre de joints par mètre cube

$$J_V = \sum \frac{1}{\bar{s}} \quad 2-5$$

$\bar{s}$  est l'espacement moyen (pas le module) pour chaque famille de joints.

### 2-3. Espacement des discontinuités ( $R_3$ )

L'espacement représente la distance moyenne séparant deux discontinuités d'une même

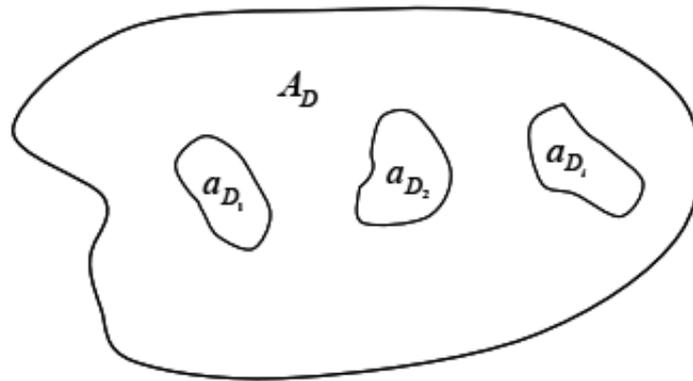
famille et la densité est le nombre de discontinuités d'une même famille par unité de volume, de surface ou de longueur (Prist, 1993). L'espacement de discontinuités, basés sur la distance linéaire entre deux discontinuités voisines est mesuré avec le mètre. Seule la notation de la discontinuité la plus critique devrait être prise en compte. Cette discontinuité correspond à la plus courte entre les joints.

### 2-4. Condition des discontinuités ( $R_4$ )

La persistance de discontinuité est un paramètre affectant de façon significative la résistance des massifs rocheux, dont l'évaluation est difficile. Il nécessite, à ces deux titres, une description détaillée. En premier lieu, la géométrie des joints internes d'un massif rocheux n'est pas connue encore avec certitude. Deuxièmement, la rupture d'un massif implique une combinaison de mécanismes, y compris le cisaillement le long des joints et des ruptures à travers la roche intacte ( que ce soit en plan ou en échelon) ; mécanismes qui sont difficilement observables, et pour lesquels les enchaînements d'événements sont mal connus. Par référence à un plan (plan passant par le massif rocheux qui contient une mosaïque de discontinuités et des régions en roche intacte), la persistance de joint K est généralement définie comme la fonction d'aire qui est en fait discontinue (Eistein et al., 1983). On peut donc exprimer K comme la limite.

$$K = \lim_{A_D \rightarrow \infty} \frac{\sum_i aD_i}{A_D} \quad 2-6$$

où D est une région du plan avec l'aire  $A_D$  et  $aD_i$  l'aire du  $i^{\text{ème}}$  joint dans D (figure 2-10).



$a_{D_i}$  - l'aire d'un joint individuel  
 $A_D$  - l'aire de plan de joint

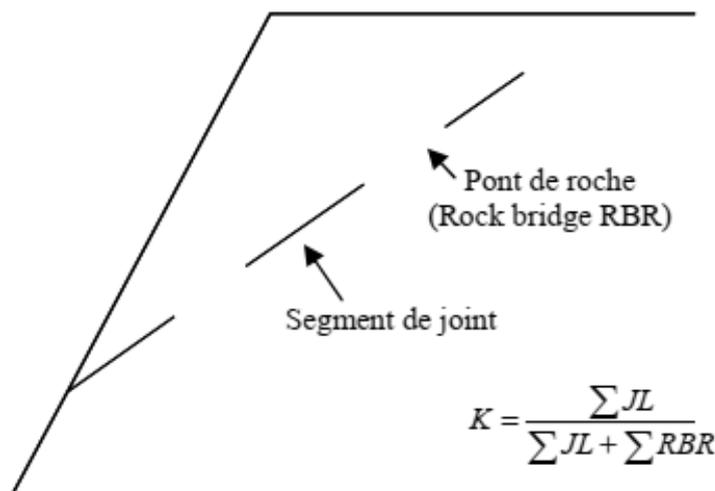
**Figure 2-10** : Persistence des joints (Einstein et al., 1983).

La sommation dans l'équation (2-6) est au-dessus de tous les joints de D. D'une façon équivalente la persistance de joints peut être exprimée sous forme d'un rapport de longueur limite le long d'une ligne donnée sur un plan de joint (Einstein et al., 1983). Dans ce cas,

$$K = \lim_{A_S \rightarrow \infty} \frac{\sum_i l_{Si}}{L_S} \quad 2-7$$

où  $L_S$  est la longueur d'un segment de droite S, et  $l_{Si}$  la longueur du  $i^{\text{ème}}$  segment de joint dans S. Pour un joint particulier (figure 2-11),

$$K = \frac{\sum JL}{\sum JL + \sum RBR} \quad 2-8$$



**Figure 2-11** : Persistence de joint commun par rapport à la longueur (Einstein et al., 1983).

Sur le site, les conditions moyennes sur les discontinuités au niveau de la roche sont mesurées avec le mètre et l'état des parois avec la pomme de main. Le tableau 2-1 nous donne l'intervalle des cotes en fonction de la distance des discontinuités.

### 2-5. État des eaux souterraines ( $R_5$ )

Les conditions sur les paramètres d'écoulement d'eau souterraine sont vérifiées avec du papier ou une éponge, le tableau 2-1 donne les cotes selon l'état de la roche.

### 2-6. Estimation de la base RMR

Ces cinq paramètres n'ont pas tous la même importance dans la classification générale du massif rocheux, c'est la raison pour laquelle des indices de cotation (rating) sont attribués pour chaque plage de valeurs des paramètres. La valeur du RMR est obtenue en additionnant ces indices de cotation. La classification RMR permet une première approche du dimensionnement des revêtements de tunnel et donne une première idée de la qualité des massifs rocheux. Elle sert de base à la classification des talus rocheux (RMR).

$RMR_{\text{basic}}$  = somme des cotes des cinq paramètres classés

$$RMR_{\text{basic}} = R_1 + R_2 + R_3 + R_4 + R_5 \quad 2-9$$

### 2-7. Cote de la masse de la pente (SMR)

Romana en 1985 a développé une extension du système RMR appelée "Slope Mass Rating" (SMR), pour l'utiliser dans l'ingénierie des pentes rocheuses. Il comprend de nouveaux facteurs d'ajustement pour l'orientation des joints et le dynamitage / l'excavation au système RMR pour les pentes comme indiqué à l'équation 2-10 (Romana et al., 2003).

$$SMR = RMR_{basic} + (F_1 \times F_2 \times F_3) + F_4 \quad 2-10$$

$$F_1 = (1 - \sin A)^2 \quad 2-11$$

$$F_2 = \tan^2 B_j \quad 2-12$$

$F_1$  est la différence entre la face de la pente et la limite de la discontinuité critique.

A : indique l'angle entre les coups de la face du talus et les joints et  $B_j$ , l'angle d'inclinaison du joint.

L'équation (2-12) fait référence à l'angle d'inclinaison du joint dans le mode de défaillance du rabot. Sa valeur varie de 1,00 à 0,15. Pour le mode de défaillance par basculement, la valeur  $F_2$  reste à 1,00.

$F_3$  reflète la relation entre la face de la pente et les angles d'inclinaison des joints. En mode de défaillance planaire,  $F_3$  se réfère à la probabilité que les joints soient "éclairés par le jour" dans la face de la pente. L'état est moyen (stable), lorsque la face du talus et les joints sont parallèles. Lorsque la face du talus est plus inclinée que les joints, l'état est très défavorable (lumière du jour). Les chiffres de Bieniawski (1989) ont été conservés (tous sont négatifs).

$F_4$  se réfère au fait que le facteur d'ajustement de la méthode d'excavation a été fixé empiriquement. Le tableau 2-3 et le tableau 2-4 donnent les différentes valeurs de facteurs d'ajustement en fonction des orientations des joints.

**Tableau 2-3 :** Valeurs des facteurs d'ajustement pour différentes orientations des joints (Romana, 1985).

Cas de rupture de pente		Très Favorable	Favorable	Juste	Défavorable	Très défavorable
P	$ \alpha_j - \alpha_s $	$>30^\circ$	30-20°	20-10°	10-5°	$<5^\circ$
T	$ \alpha_j - \alpha_s - 180 $					
W	$ \alpha_i - \alpha_s $					
P/T/ W	$F_1$	0.15	0.4	0.7	0.85	1.0
P	$ \beta_j $	$<20^\circ$	20-30°	30-35°	35-45°	$>45^\circ$
W	$ \beta_i $					
P/W	$F_2$	0.15	0.4	0.7	0.85	1.0
T	$F_2$	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
P	$ \beta_j - \beta_s $	$>10^\circ$	10-0°	0°	0-(-10°)	$<-10^\circ$
W	$ \beta_i - \beta_s $					
T	$ \beta_j + \beta_s $	$<110^\circ$	110-120°	$>120^\circ$	-	-
P/W /T	$F_3$	0	-6	-25	-50	-60

Note: Rupture du plan P; Échec du renversement en T; Défaillance de l'arête en W;  $\alpha_s$ -pente de la grève;  $\alpha_j$ - joint de la grève;  $\alpha_i$ - direction du plongeon de la ligne d'intersection;  $\beta_s$ - inclinaison de la pente et  $\beta_j$ - plongée de la ligne d'intersection.

**Tableau 2-4 :** Valeurs du facteur d'ajustement  $F_4$  pour la méthode d'excavation (Romana, 1985).

Méthode d'Excavation	Valeurs $F_4$
Pente Naturelle	+15
Pré-découpage	+10
Sablage en douceur	+8
Explosion normale ou excavation mécanique	0
Mauvais dynamitage	-8

### 2-8. Indice Q

L'indice Q est estimé à partir de l'équation (2-13) (Barton et al., 2002).

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \quad 2-13$$

$J_n$  est la notation pour le nombre d'ensembles communs (9 pour 3 ensembles, 4 pour 2 ensembles, etc.) dans un domaine.

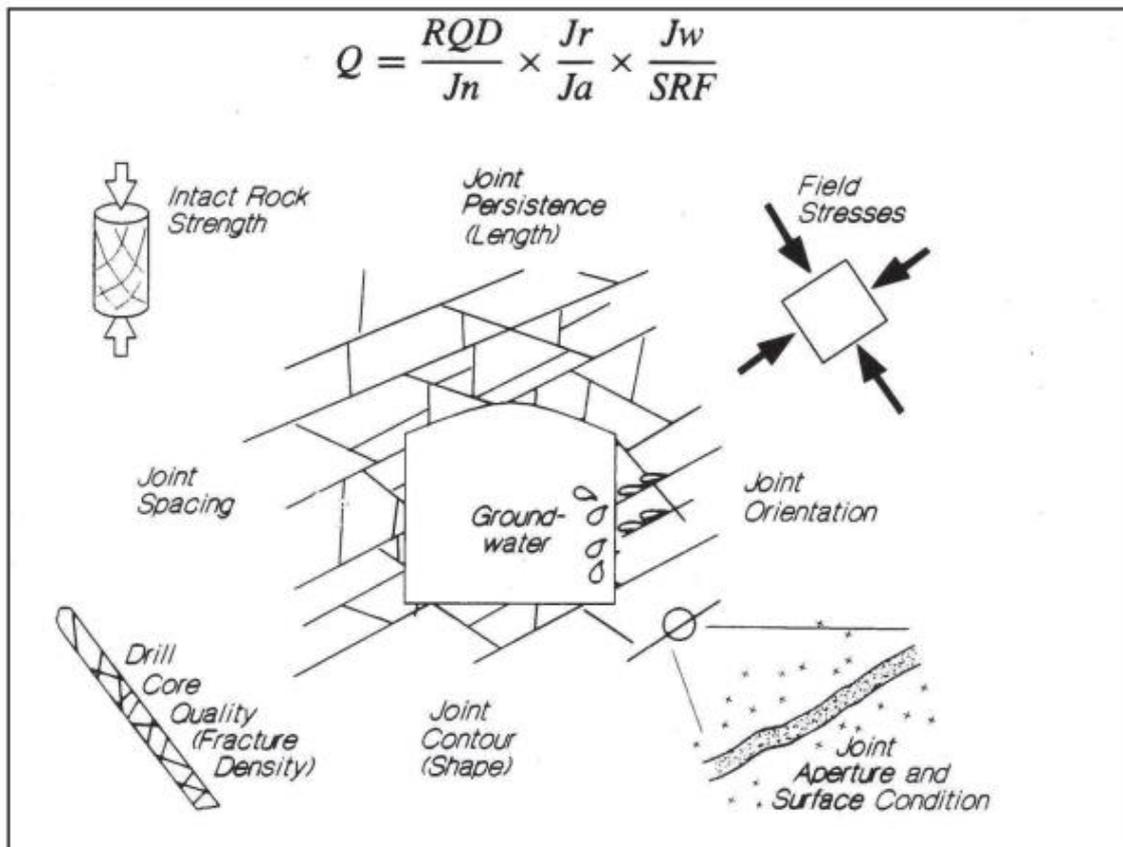
$J_r$  est l'évaluation de la rugosité du moins favorable de ces ensembles communs ou de la discontinuité remplie.

$J_a$  est le degré d'altération ou l'évaluation de l'image de l'argile de la discontinuité la moins favorable dans un ensemble commun.

$J_w$  est l'évaluation des effets de l'arrivée d'eau et de la pression, qui peuvent provoquer le débordement des remplissages de discontinuité.

$SRF$  est la cote de défaillance (résistance/stress).

La figure 2-12 donne la description des paramètres de l'indice Q.



**Figure 2-12 :** Description des paramètres de l'indice Q (Hutchinson and Diederichs, 1996).

En 1989, Bieniawski a établi une relation entre la RMR et l'indice Q, donnée par l'équation 2-14.

$$RMR = 9 \ln (Q) + 44 \quad 2-14$$

Et Fereidooni et al., 2015 ont établi une relation entre la RMR et l'indice Q donnée par l'équation 2-15.

$$RMR = 13 \ln (Q) + 42 \quad 2-15$$

### 2-9. Etude cinématique

L'étude cinématique implique la projection stéréographique des articulations et des pentes. Pour cela on doit avoir la direction des joints et l'angle d'inclinaison. Le logiciel stéronet permet de le faire facilement mais compte tenu de non disponibilité de ce logiciel, on a réalisé cette projection manuellement à l'aide du papier canevas. Les facteurs de sécurité

sont calculés à partir des projections stéréographiques des pentes en utilisant l'équation (2-16) (Gill et al., 2002).

$$FS = \frac{\tan\varphi}{\tan\phi} \quad 2-16$$

Où  $\varphi$  est l'angle de résistance au cisaillement en degrés et  $\phi$  est le pendage du plan en degrés.

### 3. ANALYSE SISMIQUE

L'étude de la stabilité des pentes passe aussi par l'analyse sismique. L'Afrique en général subit des secousses sismiques et en particulier l'Afrique Centrale. Une analyse sismique des pentes est donc nécessaire pour une bonne stabilité des pentes. Afin de conserver leurs propriétés non réfléchissantes, la limite latérale et la base du modèle ont été appliquées en condition visqueuse (Kudu et al., 2017).

$$\tau = v_s \times \rho \times v_{max} \quad 2-17$$

Et

$$v_{max} = \alpha_{max}/2\pi f \quad 2-18$$

Où  $v_s$  est la vitesse de l'onde de cisaillement,  $\rho$  est la densité de la masse rocheuse  $v_{max}$  est la vitesse de la particule du sol,  $\alpha_{max}$  est l'accélération maximale du sol et  $2\pi f = \omega$  est la vitesse angulaire. Pour les pentes rocheuses dues aux vibrations sismiques, la gamme de fréquences la plus dominante est comprise entre 2 et 5 Hz (Bhain et al., 2004).

### 4. ESSAIS PENETROMETRIQUES

#### 4-1. Appareillage

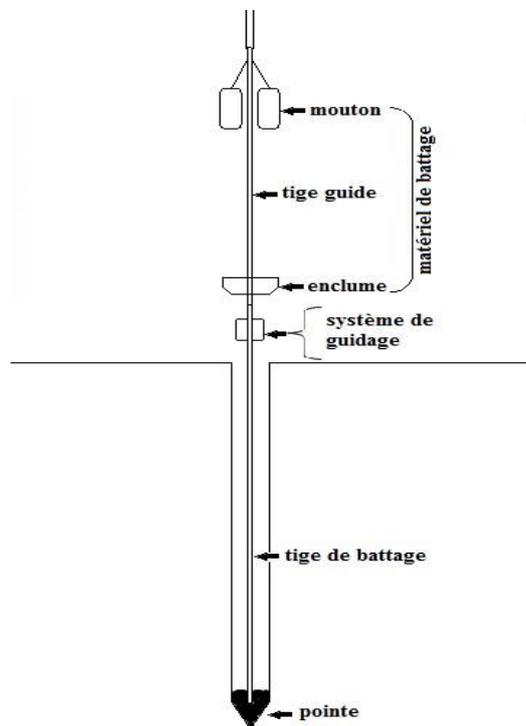
Les sondages pénétrométriques sont réalisés à l'aide d'un pénétromètre dynamique lourd de type B dont les caractéristiques sont listées dans le tableau 2-5.

**Tableau 2-5 :** Caractéristiques du pénétromètre lourd de type B.

Caractéristiques du Pénétromètre Dynamique lourd Type B	
Masse frappante ou mouton (en Kg)	64
Hauteur de chute (en m)	0,75
Section de droite de la pointe (en $cm^2$ )	20
Poids de l'enclume + guidage + train de tiges (en Kg)	20

#### 4-2. Principe

L'essai au pénétromètre consiste à faire pénétrer un train de tiges métalliques dans le sol par battage d'une tête « l'enclume » située à son sommet. Le battage est assuré par une masse, appelée mouton, tombant à une hauteur bien déterminée. Le schéma du principe de l'essai est donné par la figure 2-11. Au cours de l'essai, à chaque palier de 50 cm (hors normalisation) le nombre de coups  $N_d$  nécessaire pour enfoncer le train de tiges sur la longueur du palier est enregistré.



**Figure 2-13 :** Schéma de principe du pénétromètre (Montcho, 2005).

### 4-3. Formule de battage hollandais

La source d'énergie utilisée pour enfoncer la pointe résulte de l'impact entre le mouton et l'enclume. Cette énergie correspond à l'énergie cinétique du mouton au moment de l'impact avec l'enclume. Elle est contrôlée (ou constante) car le mouton tombe en chute libre depuis une hauteur qui reste constante lors du sondage (Benz, 2009).

On admet d'une part que le choc entre le mouton et l'enclume est mou et qu'après l'impact, le mouton accompagne l'enclume entraîné de masse  $T$ , lors de l'enfoncement à une vitesse  $v'$ . D'autre part en appliquant le théorème de conservation de la quantité de mouvement au système (CQM), on peut écrire :

Avant le choc :  $P = M \times v_0$ ,  $v_0$  étant la vitesse d'impact du mouton.

Après le choc :  $P' = (M + T) \times v'$

$$P' = P \quad \text{soit } v' = \frac{M}{(M+T)} \times v_0 \quad 2-18$$

L'ensemble (mouton + enclume) doit vaincre la résistance  $Q_d$  opposée par le sol en pointe qui entraîne pendant l'enfoncement de la pointe un ralentissement de l'ensemble noté  $a_p(t)$

On peut écrire :

$$a_p(t) = \frac{Q_d}{M+T} \quad 2-19$$

Au cours du temps, la vitesse de l'enfoncement diminue jusqu'à devenir nulle. Cette vitesse est donnée par la relation :

$$v_p = v' - a_p(t)dt \quad 2-20$$

Le temps  $dt$  s'exprime alors de la façon suivante :

$$dt = \frac{v'}{a_p(t)} \quad 2-21$$

A partir des équations 2-18 et 2-19, le temps  $dt$  devient :

$$dt = \frac{v_0 \times M}{Q_d} \quad 2-22$$

L'enfoncement du cône dans le sol après l'impact sera :

$$e = \frac{1}{2} \times v' dt \quad 2-23$$

En remplaçant la vitesse  $v'$  et le temps  $dt$  par leurs valeurs dans l'équation (2-23), on obtient :

$$e = \frac{1}{2} \frac{v_0^2 \times M^2}{(M \times T) \times Q_d} \quad 2-24$$

En appliquant le théorème de la variation de l'énergie cinétique, on a :

$$\Delta E_c = \sum W_F \quad 2-25$$

Soit

$$\frac{1}{2} M \times v_0^2 = F \times H \quad 2-26$$

Étant la hauteur à laquelle le mouton est lâché en chute libre, on aura :

$$v_0^2 = 2gH \quad 2-27$$

En remplaçant dans l'équation 2-26 le  $v_0^2$  par son expression, on obtient :

$$MgH = Q_d \times e + MgH \frac{T}{(M+T)} \quad 2-28$$

On définit par  $e'_p$  le raccourcissement élastique du pénétromètre lors de l'impact et sous l'effet de la résistance par le sol. Il est donné par la relation :

$$e'_p = \frac{q_d L}{E_{mod} A_p} \quad 2-29$$

Avec  $L$  la longueur,  $A_p$  la section transversale et  $E_{mod}$  le module de Young du pénétromètre.

L'énergie de déformation élastique du pénétromètre, due au raccourcissement sera ainsi :

$$E_d = Q_d \frac{e'_p}{2} \quad 2-30$$

En acceptant que l'énergie transmise au sol juste après l'impact soit égale à la différence entre l'énergie de battage et des pertes, on a :

$$Q_d e = k_1 MgH - k_2 q_d \frac{e'_p}{2} - k_3 MgH \frac{T}{(M+T)} + (M + T) g e \quad 2-31$$

Avec  $MgH \frac{T}{(M+T)}$  : transfert d'énergie (choc élastique)

$(M + T)ge$  : travail d'inertie juste après impact

$k_1, k_2$  et  $k_3$  : coefficients de correction adimensionnels.

$k_1$  représente l'efficacité du système de battage,  $k_1 \leq 1$ . Dans la pratique, on admet que  $k_1=1$ .

$k_2$  représente les pertes d'énergie dues au raccourcissement élastique du pénétromètre, ainsi que celles ayant lieu dans les joints mouton/ enclume et enclume/ tige. Ainsi,  $k_2 \geq 1$  ces déformations augmentent lorsque la résistance du sol augmente. Ainsi  $k_2$  augmente  $q_d$  avec, tout comme  $e'_p$  avec  $q_d$ . On introduit donc le facteur de correction  $c$ .

$$c = k_2 \frac{e'_p}{2} \rightarrow k_2 = \frac{2c}{e'_p} \quad 2-32$$

$k_3$  représente les pertes d'énergie dues au types de choc,  $k_3$  est fonction du coefficient de restitution de Newton,  $k_3 = (1 - \varepsilon^2)$ . On a alors  $k_3 = 1$  pour le cas d'un choc parfaitement inélastique et  $k_3 = 0$  pour le choc parfaitement élastique.

En considérant les expressions des coefficients de correction adimensionnels dans l'équation (2-31), on obtient la formule générale pour le battage dynamique d'un pénétromètre :

$$Q_d = \frac{MgH}{(1+a)e} \frac{1}{(1+c/e)} (1 + \varepsilon^2 a) + (M + T)ge \quad 2-33$$

Dans cette équation, on a :

$a$  : rapport des masses,  $a = T/M$

$\frac{MgH}{(1+a)e}$  : résistance du sol dans le cas d'un sol parfaitement inélastique.

$\frac{1}{(1+c/e)}$  : facteur de correction adimensionnel inférieur ou égale à 1, qui prend en compte des pertes d'énergie par déformation élastique du pénétromètre et du sol.

$(1 + \varepsilon^2 a)$  : facteur de correction adimensionnel supérieur ou égale à 1, qui prend en compte l'élasticité du choc.

En considérant que le choc est parfaitement inélastique (c'est-à-dire  $\varepsilon = 0$ ) les déformations élastiques du pénétromètre ainsi que celle du sol sont négligeables ( $c = 0$ ), et que le travail d'inertie après l'impact  $(M + T)ge$  est souvent négligeable, l'équation (2-33) devient :

$$Q_d = \frac{MgH}{(1+a)e} \quad 2-34$$

En remplaçant  $a$  par son expression dans l'équation (2-34), on obtient :

$$Q_d = \frac{M^2 g H}{(T+M)e} \quad 2-35$$

L'unité du paramètre  $Q_d$  est le Newton.

Le nombre de coups du mouton correspondant à un enfoncement donné est noté au fur et mesure de la pénétration de la pointe dans le sol.

Soit  $N_d$  le nombre de coups du mouton correspondant à un enfoncement donné  $\Delta h$ .

$$\text{Si} \quad N_d \rightarrow \Delta h \quad 2-36-a$$

Alors un coup de mouton correspondant à un enfoncement  $e$

$$1 \rightarrow e \quad 2-36-b$$

Faisant la règle de trois à partir des relations (2-36-a) et (2-36-b), on peut écrire :

$$e = \frac{\Delta h}{N_d} \quad 2-37$$

$e$  représente ainsi l'enfoncement sous un coup ou la pénétration moyenne sous un coup. Son unité est le mètre.

A partir des équations (2-35) et (2-37), on obtient l'équation 2-38 :

$$Q_d = \frac{M^2 g H N_d}{(M+T)\Delta h} \quad 2-38$$

Lors de l'impact entre le mouton et l'enclume, une section de surface du sol équivalente à celle de la pointe résiste à la pénétration du cône. Par unité de surface, la résistance à la pénétration du sol sera :

$$q_d = \frac{Q_d}{S} \quad 2-39$$

$$\text{Soit} \quad q_d = \frac{M^2 g H}{(M+T)} \frac{N_d}{S \times \Delta h} \quad 2-40$$

L'essai du pénétromètre dynamique de type B a permis d'estimer la résistance dynamique en pointe notée  $q_d$  (hors normalisation) à partir de l'équation 2-40 soit de la formule de battage hollandais où :

$M$ : La masse frappante (mouton) en Kg ;

$T$  : La masse frappée (enclume + Tige) en Kg ;

$g$ : L'accélération terrestre en  $m. s^{-2}$  ;

$H$  : La hauteur de chute en m ;

$S$  : La section droite de la pointe en  $m^2$  ;

$\Delta h$  : L'enfoncement de 0,5 m.

La résistance dynamique de pointe est alors la force pour provoquer une rupture du sol sous une pointe. Encore appelée résistance à la pénétration ( $q_d$ ), elle est une caractéristique mécanique et un moyen de déterminer la capacité du support de charge du sol (capacité portante ou contrainte admissible d'un sol).

A travers la résistance dynamique de pointe on trouve la résistance ultime  $q_u$  qui est liée par un facteur de portance  $k_d$  :

$$q_u = \frac{q_d}{k_d} \quad 2-41$$

Avec  $k_d$  allant de 5 à 7.

La contrainte admissible  $\sigma_{adm}$  est donnée par :

$$\sigma_{adm} = \frac{q_u}{\beta} \quad 2-42$$

En remplaçant  $q_u$  dans l'équation (2-42) on obtient :

$$\sigma_{adm} = \frac{q_d}{\text{coefficient de sécurité}} \quad 2-43$$

Avec coefficient de sécurité =  $\beta \times k_d$  qui ne dépend pas de la nature du sol mais du portemonnaie du client.

Pour les états limites ultimes (E.L.U) au-delà desquels il y a risque de rupture avec  $\beta = 2$

Pour les états limites de service (E.L.S) au-delà desquels l'ouvrage ne serait plus susceptible de remplir sa fonction  $\beta = 3$ .

## 5. ESSAIS PRESSIOMETRIQUES

### 5-1. Appareillage

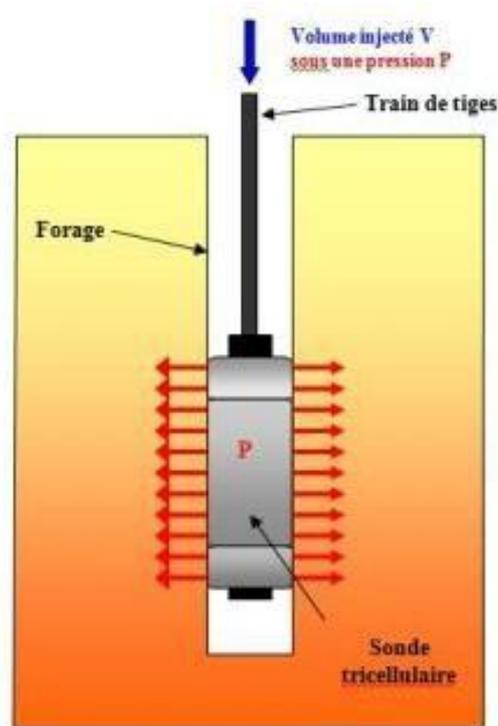
Pour l'essai pressiométrique, on utilise le plus souvent la tarière mécanique qui est constituée d'une spire métallique enroulée autour d'une tige. L'enfoncement dans le sol se fait

par rotation, le forage se faisant par passes successives afin de recueillir les déblais retenus par les spires.

## 5-2. Principe

L'essai pressiométrique consiste à descendre, à une profondeur donnée, une sonde cylindrique gonflable dans un forage soigneusement calibré. Les variations de volume du sol au contact de la sonde sont mesurées en fonction de la pression radiale appliquée.

Le forage est réalisé de telle sorte que sa paroi demeure pratiquement intacte, que son diamètre soit adapté à celui de la sonde, et que les sols environnants soient les moins perturbés. Avant d'effectuer un essai, il faut étalonner la sonde en la gonflant à l'air libre, ainsi on obtient la résistance propre de la sonde. Puis, après avoir placé la sonde au niveau souhaité, on injecte de l'eau dans la sonde afin d'appliquer une pression radiale croissante par paliers successifs, sur les parois du sol. A chaque palier, on procède à des lectures de variations de volume d'eau injectée à une certaine période de temps (Mahamadou Idrissa, 2008) figure 2-14.

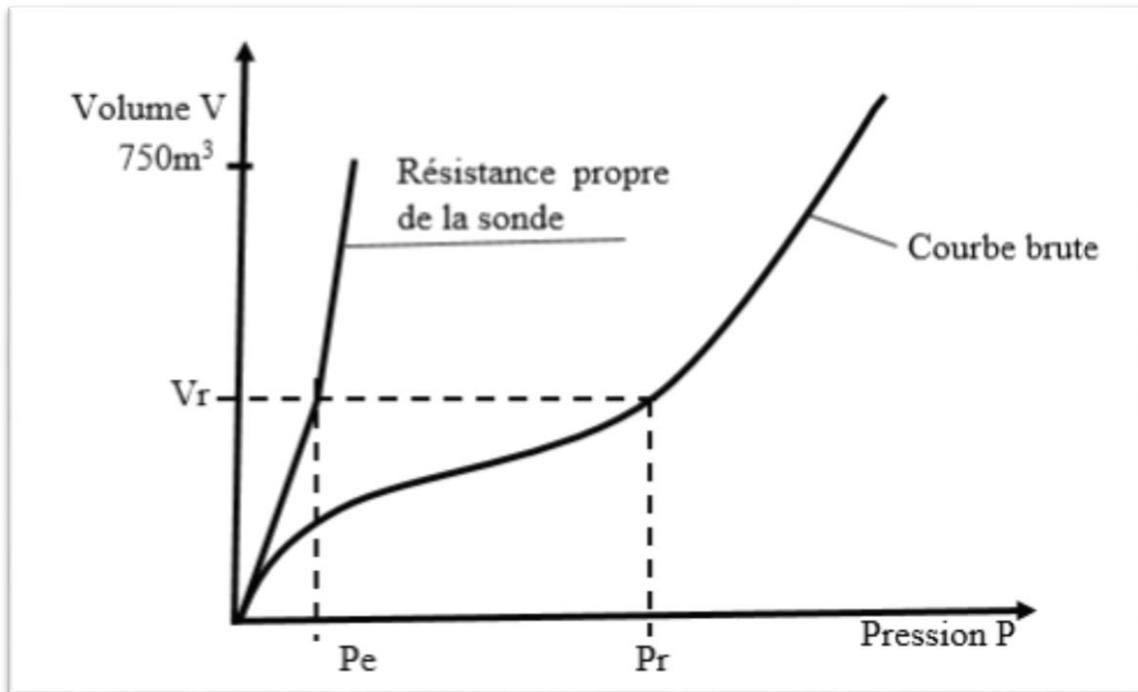


**Figure 2-14 :** Principe de fonctionnement de l'essai pressiométrique (Avor, 2011).

## 5-3. Module pressiométrique et pression limite (essais pressiométriques)

A partir des essais pressiométriques, on obtient les caractéristiques du sol suivantes :

- Le module pressiométrique  $E_M$  qui définit le comportement pseudo-élastique du sol ;
- La pression limite  $P_l$  qui caractérise la résistance de rupture du sol (permet d'évaluer la portance des sols sous une fondation) ;
- La pression du fluage  $P_f$  qui définit la limite entre le comportement pseudo-élastique et l'état plastique.



**Figure 2-15** : Résultats brutes de mesure (Philipponnat et Hubert, 2000).

Pour un volume  $V_r$ , mesuré, la pression réelle appliquée au sol à la profondeur  $H$  est :

$$P = P_r - P_e + (H + h_0)\gamma_w \quad 2-44$$

Le volume de la sonde après correction est

$$V = V_r - a.P_r \quad 2-45$$

Avec

$P$  : pression corrigée : c'est la contrainte radiale totale appliquée au sol ;

$V$  : Volume corrigé ;

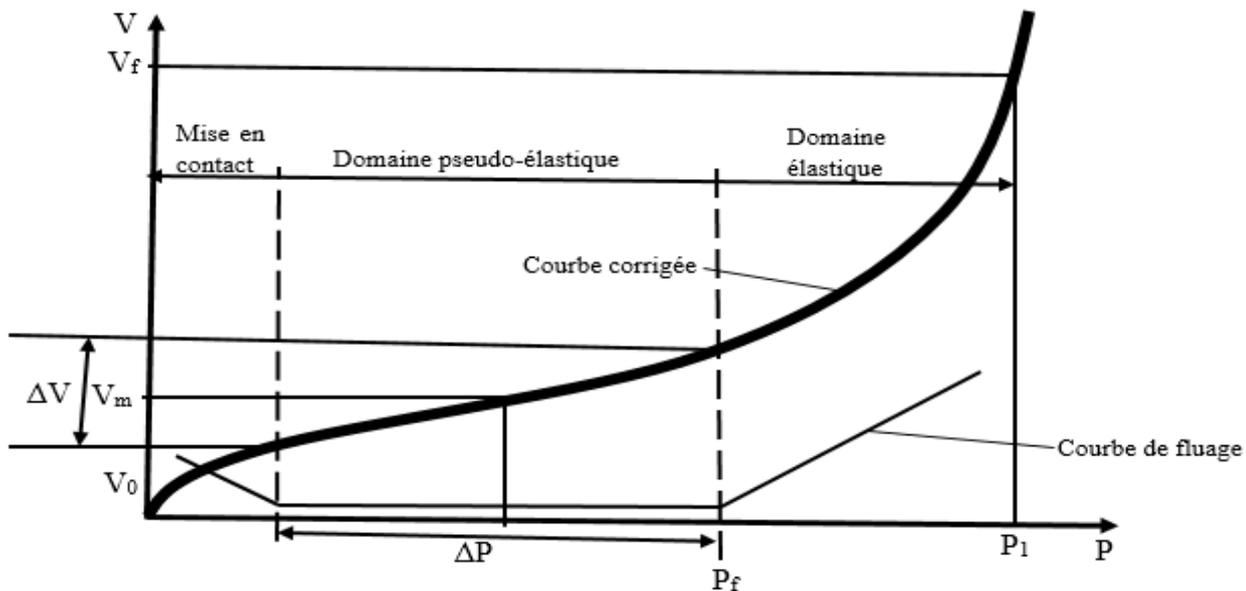
$V_r$  : Volume mesuré ;

$h_0$  : Hauteur prise à la surface du sol jusqu'à la position du détendeur ;

$H$  : Profondeur prise à la surface du sol jusqu'à la cellule centrale ;

$P_r$  : Pression correspondant au volume  $V_r$  sur la courbe de résistance propre de la sonde ;

$P_e$  : Pression mesurée au manomètre.



**Figure 2-16** : Résultat corrigé des mesures (Philipponnat et Hubert, 2000).

La courbe corrigée donnant  $V$  en fonction de  $P$  délimite trois domaines :

- Le premier correspond à la mise en contact de la sonde sur la paroi du forage ;
- Le second correspond au domaine pseudo-élastique. Dans ce domaine, la relation ; volume pression est linéaire. Elle peut être représentée par la formule pressiométrique Menard  $E_M$  définie par la formule

$$E_M = k \frac{\Delta P}{\Delta V} \quad 2-46$$

$k$  : est le coefficient qui dépend du type de sonde utilisée et de la valeur du volume moyen,  $V_m$  de la plage pseudo-élastique.

- Le troisième est le domaine plastique qui s'étend de  $P_f$  à  $P_l$ .

La variation de volume correspondant pour une sonde de longueur  $L$  s'écrit :

$$\Delta V = \pi \cdot a^2 \cdot \Delta P \cdot L / G \quad 2-47$$

Puisque le volume de la cavité est  $V = \pi \cdot a^2 \cdot L$  en le remplaçant dans l'équation 2-47 on obtient :

$$G = V \cdot \Delta P / \Delta V \quad 2-48$$

Les coefficients de Lamé  $\lambda$  et  $\mu$  ont pour formules.

$$\lambda = \frac{E_M \cdot \vartheta}{(1+\vartheta)(1-2\vartheta)} \quad \text{II-49-a} \quad \text{et} \quad \mu = G = \frac{E_M}{2(1+\vartheta)} \quad 2-49-b$$

En égalant les équations (2-47) et (2-48-b) on obtient le module pressiométrique :

$$E_M = 2V(1 + \vartheta) \frac{\Delta P}{\Delta V} \quad 2-50$$

Par identification avec l'équation (2-45) on a :

$$k = 2V(1 + \vartheta) \quad 2-51$$

$V$  Est le volume de la sonde au point d'inflexion de la courbe dans la zone pseudo-élastique.

Il est obtenu par la relation :

$$V = V_o + V_m \quad 2-52$$

$V_o$  est le volume au repos de la sonde,  $V_m$  est le volume d'eau injectée au point d'inflexion dans la zone pseudo-élastique (pour une pression moyenne  $P_m$ ).

$\Delta P$  caractérise la variation de la pression dans la zone pseudo-élastique et  $\Delta V$  caractérise la variation de volume dans la zone pseudo-élastique.  $\vartheta$  est le coefficient de Poisson fixé à 0,33 (Montcho, 2005).

La pression limite est la pression correspondant à l'abscisse de l'asymptote de la courbe pressiométrique. Par convention, la pression limite notée  $P_l$  est la pression qui correspond au double du volume de départ de la sonde.

Ce volume peut être pris égal à :

$$V_d = V_o + 2 \times V_m \quad 2-53$$

## 6. CAS DE RUPTURES PLANES (GLISSEMENTS PLANS)

Ce type de rupture est rencontré lorsque le massif est constitué de plusieurs couches de caractéristiques physico-chimiques et mécaniques très différentes, ou lorsque la longueur de la surface de glissement potentielle est très grande par rapport à l'épaisseur du terrain (2-17).

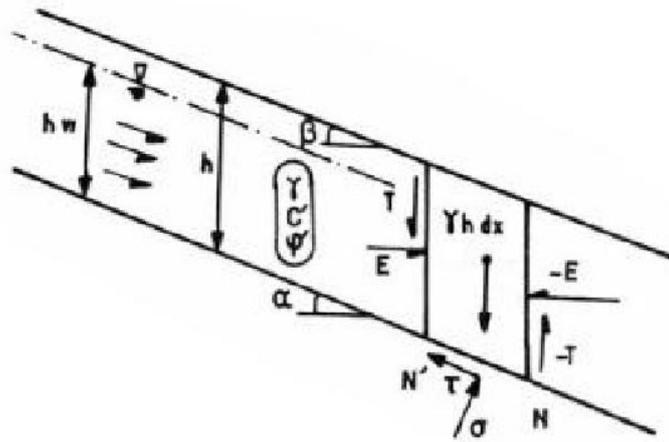


Figure 2-17 : Type de rupture plane.

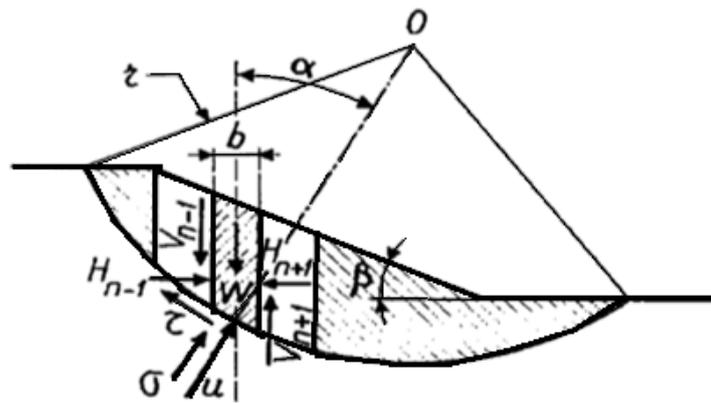
Le coefficient de sécurité est donné par l'expression suivante :

$$FS = \frac{c' L + (W \cos \alpha - U) \tan \phi'}{W \sin \alpha} \quad 2-54$$

Dans laquelle L désigne la longueur du talus,  $\alpha$  sa pente, W le poids des terres en mouvement, U la résultante des pressions interstitielles éventuelles,  $c'$  la cohésion effective et  $\phi'$  l'angle de frottement interne effectif.

**6-1. Cas des ruptures circulaires (glissements circulaires)**

Ce type de rupture est rencontré lorsque le massif est homogène (figure 2-18).



u pression interstitielle  
 V, H forces intertranches  
 w poids de la tranche n  
 $\sigma, \tau$  contraintes à la base de la tranche n  
 b largeur de la tranche

Figure 2-18 : Type de rupture circulaire.

L'observation des instabilités survenues dans le passé a montré que dans le cas des sols homogènes ou quasi-homogènes, le profil de la surface de rupture était généralement de forme circulaire comme l'indique la figure 2-18. Les méthodes classiquement utilisées se sont basées sur cette particularité pour calculer les forces résistantes au mouvement d'un volume de sol délimité par la surface topographique et la surface de rupture potentielle assimilé à un arc de cercle. Elles se sont ensuite étendues pour certaines d'entre elles à des surfaces de forme géométrique quelconque. Ces méthodes définissent le facteur de sécurité au cisaillement le long de cette ligne de rupture et font donc partie des méthodes de calcul à la rupture. Elles s'appliquent généralement à une section du talus et supposent que celui-ci est de longueur infinie par rapport à sa hauteur. Mais en général, elles sont valables pour la section centrale si la longueur est au moins égale à deux ou trois fois la hauteur. Ce sont donc des méthodes des tranches.

On distingue deux cas particuliers de la méthode des tranches (figure 2-19) à savoir :

- Fellenius : le profil de la surface de rupture est toujours circulaire, pas d'effort entre les tranches. C'est une méthode conservative.
- Bishop : rupture circulaire, efforts horizontaux pris en compte, résolution itérative sur l'équation de moment. Cette méthode est très employée.

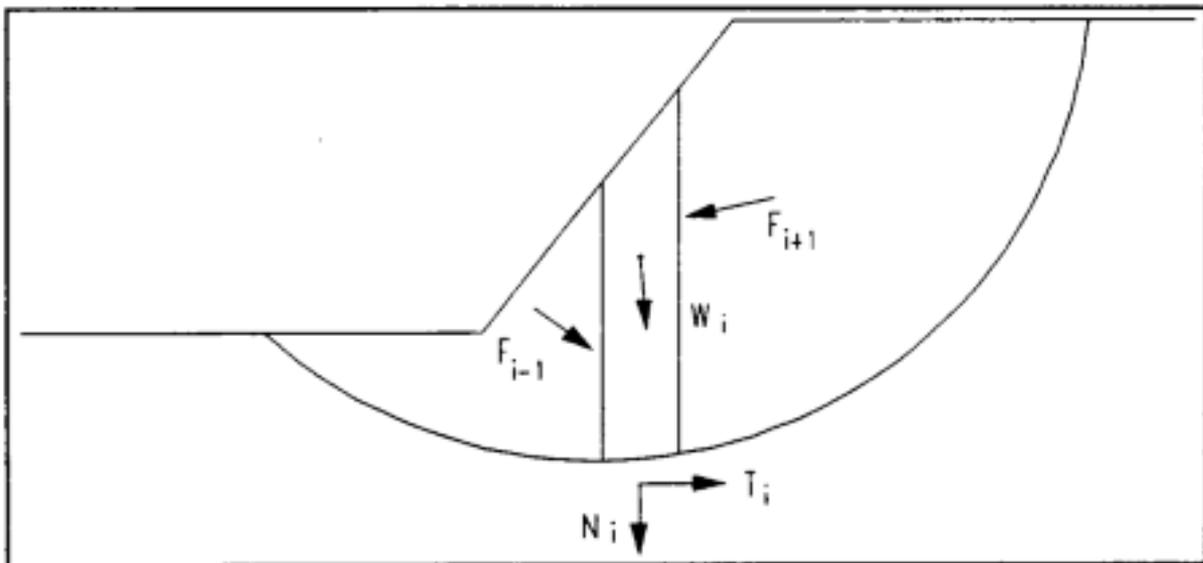


Figure 2- 19 : Méthode des tranches (Closset, et al., 1993).

## 6-2. Méthode de Fellenius

Dans cette méthode, on admet que les forces externes inter-tranches sont égales. D'où l'expression suivante du coefficient de sécurité.

$$FS_{Fellenius} = \frac{\sum[c'b+(W\cos^2\alpha-ub)tg\varphi']/\cos\alpha}{\sum wsina} \quad 2-55$$

### 6-3. Méthode de Bishop

Dans cette méthode, on admet que seules les composantes horizontales des forces externes inter-tranches s'équilibrent. D'où l'expression suivante du coefficient de sécurité.

$$FS_{Bishop} = \frac{\sum[c'b+(W-ub)tg\varphi']/(cos\alpha+sina.tg\varphi'/FS_{Fellenius})}{\sum Wsina} \quad 2-56$$

Les valeurs de F et X pour chaque élément qui satisfont cette équation donnent une solution rigoureuse au problème. En première approximation il faut prendre  $\Delta X = 0$  et itérer pour calculer le facteur de sécurité, cette procédure est connue sous le nom de méthode ordinaire de Bishop, les erreurs commises par rapport à la méthode complète sont d'environ 1%.

#### Conclusion

Ce chapitre a permis de présenter les matériels utilisés, les moyens de calculs nous permettant d'obtenir les résultats. Nous nous sommes intéressés à la désignation de la qualité rocheuse, l'espacement des discontinuités, l'estimation de la base RMR, la cote de la masse de la pente (SMR), l'indice Q, aux pénétromètres dynamiques, particulièrement le PDB (pénétromètre de type B) et à la tarière mécanique. L'acquisition des données et l'application des formules ont permis d'obtenir des résultats présentés au chapitre suivant.

## CHAPITRE III : RESULTATS ET DISCUSSION

**Introduction**

Ce chapitre intitulé résultats et discussion, a pour objectif de présenter les résultats pris sur le terrain grâce aux différentes méthodes présentées au chapitre précédent. Il permet de mettre en évidence le nombre de joints par mètre cube, la désignation de la masse rocheuse, l’espacement des discontinuités, la cote de la masse rocheuse, la cote de la masse de pente, l’indice Q, les valeurs de la résistance à la pénétration et de dire si l’ouvrage est stable ou pas. L’analyse et le traitement des données représentent une opération complexe pour le géophysicien. En effet, la taille des données rend ce traitement difficile et nécessite un temps de traitement énorme.

**1. RESULTATS**

**1-1. Nombre de joints par mètre cube  $J_V$**

Le calcul de  $J_V$  à l’aide de l’équation (2-5) nous donne les valeurs de nombre de joints par mètre cube consignées dans le tableau (3-1) pour différentes pentes. Ce tableau nous laisse voir que les pentes numéro 6 et 7 sont constituées des blocs de roches moyennes et le reste de blocs de roches larges selon Palmström en 1975 (tableau 3-2).

**Tableau 3 - 1:** Valeurs du nombre de joints par mètre cube.

Pente Rocheux N°	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$J_V(m^{-3})$	7,58	4,24	3,94	3,72	3,74	12,42	12,64	5,45	4,85	5,15

**Tableau 3-2:** Description des tailles de blocs à partir des  $J_v$  obtenues. (Palmström, 1975).

Description des blocs	$J_v$ (joints $m^{-3}$ )
Très large	< 1
Large	1-3
Moyen	10-30
Très petite	30-60
Roche concassée	> 60

**1-2. Désignation de la masse rocheuse (RQD)**

Les équations (2-1 et 2-2) ont permis d’avoir les différentes valeurs de la RQD (tableau 3-3). Selon Deere en 1967 (tableau 3-3) ces roches sont de qualité moyenne à excellente. La RQD calculée selon la formule de Palmström en 1982 permet de dire grâce au tableau 3-4

qu'on a trois pentes de qualité : massifs rocheux moyens (pentes numéro 6,7 et 9) ; deux massifs rocheux bons (pentes numéro 1 et 10) et le reste de massif rocheux excellents. Celle calculée par la formule de Deere et al., 1967 montre quatre pentes de qualité massifs moyens (pentes numéro (1, 2, 6 et 7) et d'excellent qualité pour le reste. Selon la valeur trouvée avec la formule de Palmström, les pentes numéro 6, 7 et 9 sont de qualité massifs rocheux moyens et le reste excellent. Selon les deux formules de Deere et al., et Palmström les pente numéro 1, 2 ,9 et 10 ont de qualité différentes et le reste de même qualité.

**Tableau 3-3 :** Différentes valeurs de RQD selon Deere et al., 1967 et selon Palmström, 1982.

Pente Rocheu N°	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
RQD selon Deere et al., en 1967 (2-1)	73	75	96	103	105	53	50	112	99	98
RQD selon Palmström en 1982 (2-2)	90	101	102	111	103	74	69	97	70	89

**Tableau 3-4 :** Echelle de qualité d'un massif rocheux en fonction de RQD (Deere, 1967).

RQD	0-25 %	25-50 %	50-75 %	75-90 %	90-100%
Qualités	Très mauvais	Mauvais	Moyen	Bon	Excellent

### 1-3. Espacement des discontinuités (R<sub>3</sub>)

A l'aide de la boussole et du décimètre, nous avons obtenu l'angle de face du talus par rapport à la verticale, la plongée, la direction de plongée des joints etc. (Tableau 3-5). Les pentes étudiées sont de nature gneissique de hauteur allant de 3,5 m à 19 m incliné de 98° à 155° par rapport à l'horizontal. La direction de la plongée des joints est comprise entre 40° et 215°, la plongée est comprise entre 25° et 82°, elles ont une persistance allant de 0,4 m à 7,54 m ayant une ouverture de 0,1 m à 1,1 m. L'espacement moyenne des joints est de 0,23 m à 0,68 m. pour le calcul de la RMR, nous avons pris le plus petit espacement (espacement critique) qui est de 0,23 m par conséquent une cote de 10.

**Tableau 3 - 5 :** Espacement moyen des joints.

Pente de la roche No°	Type lithologie	Hauteur des pentes (m)	Angle de face de la pente (deg.)	Plongée (°)	Direction de la plongée (°)	Persistances des joints (m)	Espacement moyenne des joints (m)	Ouvertures des Joints (m)
1	Gneiss	9,5	15	59	120	0,4	0,28	0,1
2	Gneiss	7,2	15	30	40	0,75	0,23	0,9
3	Gneiss	6	35	50	50	5,2	0,25	0,8
4	Gneiss	3,5	10	70	75	3,3	0,69	0,5
5	Gneiss	6,5	8	25	60	8	0,54	1,1
6	Gneiss	18	40	85	215	1,05	0,32	0,3
7	Gneiss	17	50	83	165	1,05	0,35	0,45
8	Gneiss	19	60	38	175	6	0,45	0,2
9	Gneiss	14	65	49	98	5,32	0,35	0,4
10	Gneiss	16	19	25	152	7,54	0,68	0,7

#### 1-4. Cote de la masse rocheuse (RMR)

La somme des cotes des cinq paramètres cités au chapitre 2 donne naissance à la cote de la masse rocheuse (équation 2-9). La cote de  $R_1$  vaut zéro pour les pentes numéro 3 et 4, un pour les pentes 1,2 et 5 et deux pour le reste de pentes. La cote des eaux souterraines ( $R_5$ ) vaut 4 pour les cinq premières pentes étudiées et sept pour le reste. Ces valeurs sont consignées dans le tableau (3-6). Les valeurs calculées de RMR permettent de classer les pentes en deux grandes classes : classe B pour les trois dernières et classe C pour les autres selon Bieniawski en 1989 traduisant les roches bonnes et justes respectivement.

**Tableau 3-6 : Différentes valeurs de RMR.**

Pente rocheuse		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Cote UCS (R <sub>1</sub> )		1	1	0	0	1	2	2	2	2	2
Cote RQD (R <sub>2</sub> )		20	20	20	20	20	13	13	20	20	20
Espacement de discontinuités		10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
Cote (R <sub>3</sub> )											
Cote des conditions de discontinuité (R <sub>4</sub> )	Persistance	5	3	5	0	0	6	4	5	6	6
	Ouverture	5	5	5	5	5	5	6	5	6	6
	Rugosité	0	0	5	0	5	5	3	5	3	5
	Infiltrations	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
	Usure par les intempéries	0	0	0	0	0	3	5	6	5	5
	Total	12	10	17	7	12	21	20	23	22	24
Cote des eaux souterraines (R <sub>5</sub> )		4	4	4	4	4	7	7	7	7	7
Cote de l'orientation des discontinuités (R <sub>6</sub> )		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
RMR <sub>basic</sub>		47	45	51	41	47	53	52	62	61	63
RMR		47	45	51	41	47	53	52	62	61	63
Classe de la masse de Roche		C	C	C	C	C	C	C	B	B	B
Description RMR		Roche moyennent altéré	Roche saine	Roche saine	Roche saine						

### 1-5. Cote de la masse de la pente (SMR)

L'équation 2-10 a permis d'avoir les différentes valeurs de SMR qui sont regroupées dans le tableau 3-7. Le tableau 3-8 a permis de faire un classement de ces pentes en fonction des valeurs de la SMR. Selon les résultats obtenus, on les classe en deux groupes. Les six premières sont de classe IV et traduisent une instabilité avec une probabilité de 60%. La description est mauvaise avec un mode de défaillance planaire le long de certains joints et de nombreux coins. Les quatre dernières pentes sont de classe III qui traduisent une stabilité partielle et une probabilité d'instabilité de 40%. La description ici est normale avec un mode de défaillance de quelques joints ou beaucoup décalés (Tableau 3-8).

Tableau 3-7 : Valeurs des SMR des pentes.

Pente N°	RMR	F1	F2	F3	F4	SMR	Classe	Stabilité	Description	Défaillances	Support	Probabilités
1	47	0,4	1	-50	8	35	IV	Instable	Mauvaise	Planaire le long de certains joints et de nombreux coins	Importance / Correctrice	60%
2	45	0,4	1	-50	8	33	IV	Instable	Mauvaise	Planaire le long de certains joints et de nombreux coins	Importance / Correctrice	60%
3	51	0,4	1	-50	8	39	IV	Instable	Mauvaise	Planaire le long de certains joints et de nombreux coins	Importance / Correctrice	60%
4	41	0,4	1	-50	8	29	IV	Instable	Mauvaise	Planaire le long de certains joints et de nombreux coins	Importance / Correctrice	60%
5	47	0,4	1	-50	8	35	IV	Instable	Mauvaise	Planaire le long de certains joints et de nombreux coins	Importance / Correctrice	60%
6	53	0,4	1	-60	8	37	IV	Instable	Mauvaise	Quelques joints ou beaucoup de calés	Systématique	60%
7	52	0,15	1	-60	0	43	III	Partiellement Stable	Normale	Quelques joints ou beaucoup décalés	Systématique	40%
8	62	0,15	1	-60	0	53	III	Partiellement Stable	Normale	Quelques joints ou beaucoup décalés	Systématique	40%
9	61	0,15	1	-60	0	52	III	Partiellement Stable	Normale	Quelques joints ou beaucoup décalés	Systématique	40%
10	63	0,15	1	-60	0	54	III	Partiellement Stable	Normale	Quelques joints ou beaucoup décales	Systématique	40%

**Tableau 3-8 :** Définition de classes de SMR Romana (1985, 1993).

Classe	SMR	Description	Stabilité	Défaillances	Support	Probabilité de défaillances
I	81 - 100	Très bonne	Complètement stable	Aucun	Aucun	0
II	61 - 80	Bonne	Stable	Certains blocs	Occasionnel	0,2
III	41 - 60	Normal	Partialement stable	Quelques joints ou beaucoup de cales	Systématique	0,4
IV	21 - 40	Mauvaise	Instable	Planaire ou grandes cales	Importance/ Corrective	0,6
V	0 -20	Très mauvaise	Complètement instable	Grand planaire ou comme sol	Ré-excavation	0,9

### 1-6. Indice Q

L'équation 2-13 a permis de trouver les différentes valeurs de Q des pentes étudiées consignées dans le tableau 3-9. La qualité du massif rocheux selon Barton en 1974 est représentée par neuf classes, sa valeur est comprise entre 0,001 et 1000. Le tableau 3-10 donne ces classes. Les valeurs obtenues de Q permettent de classer la qualité du massif rocheux en deux catégories : de 4 - 10 pour les massifs rocheux moyennement bons et 10 – 40 pour les bons. Ainsi, les pentes numéro 3 et 9 sont bonnes et les autres moyennement bonnes.

**Tableau 3-9 : Différentes valeurs de Q.**

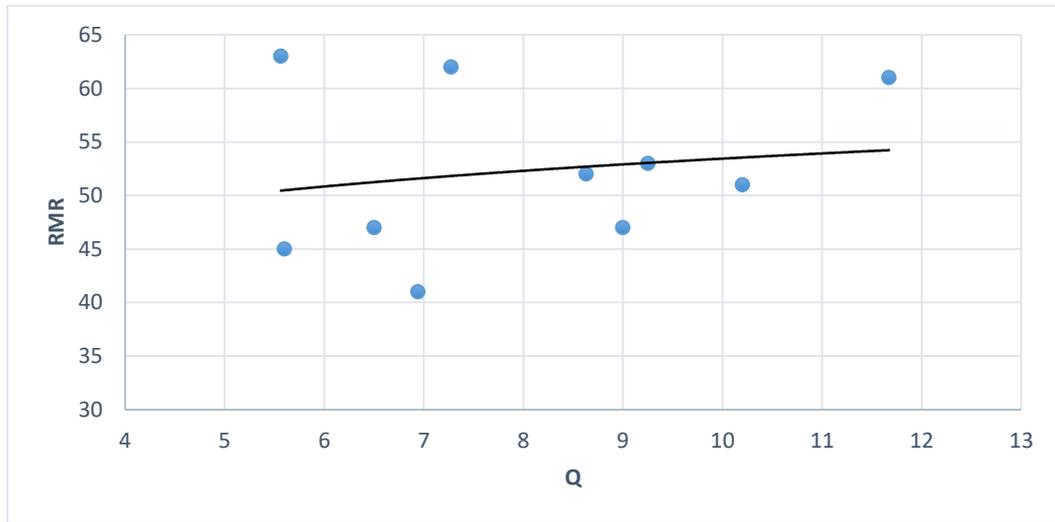
Roche de la pente No°	Type lithologique	Hauteur de la pente (m)	Angle de face de la pente (deg.)	Poids unitaire (KN/m <sup>3</sup> )	RQD	Jn	RQD/Jn	Jr	Ja	Jr/Ja	Jw	SRF	Jw/SRF	Q valeur	Q Description
1	Gneiss	9,5	15	26,7	90	3	30	2	1	2	1	5	0,2	9	Moyennement bonne
2	Gneiss	7,2	15	25,7	101	3	33,67	1	2	0,5	1	3	0,33	5,6	Moyennement bonne
3	Gneiss	6	35	27,8	102	2	51	1	1	1	1	5	0,2	10,2	Bonne
4	Gneiss	3,5	10	26,4	111	2	55,5	1,5	2	0,75	1	6	0,17	6,94	Moyennement bonne
5	Gneiss	6,5	8	24,6	103	3	34,33	1,5	2	0,75	1	4	0,25	6,44	Moyennement bonne
6	Gneiss	18	40	26,7	74	2	37	2	2	1	1	4	0,25	9,25	Moyennement bonne
7	Gneiss	17	50	25,7	69	2	34,5	2	2	1	1	4	0,25	8,63	Moyennement bonne
8	Gneiss	19	60	24,5	97	2	48,5	1,5	2	0,75	1	5	0,2	7,275	Moyennement bonne
9	Gneiss	14	65	25,9	70	2	35	2	1	2	1	6	0,17	11,67	Bonne
10	Gneiss	16	19	24,8	89	2	44,5	1	2	0,5	1	4	0,25	5,563	Moyennement bonne

**Tableau 3-10 : Qualité du massif rocheux selon Barton en 1974.**

Intervalles de valeurs du coefficient Q	Qualité du massif
400 - 1000	Exceptionnellement bonne
100 - 400	Extrêmement bonne
40 - 100	Très bonne
10 - 40	Bonne
4 - 10	Moyenne
1 - 4	Mauvaise
0,1 - 1	Très mauvaise
0,01 - 0,1	Extrêmement mauvaise
0,001 - 0,01	Exceptionnellement mauvaise

### 1-7. Relation entre RMR et Q

La figure 3-1 qui est la courbe de RMR en fonction de Q des pentes étudiées permet de dégager une relation entre ces deux paramètres.



**Figure 3-1 :** Relation entre RMR et Q des pentes étudiées de la zone.

En accord avec la figure 3-1 on peut tirer entre les deux paramètres mentionnés la relation 3-1 :

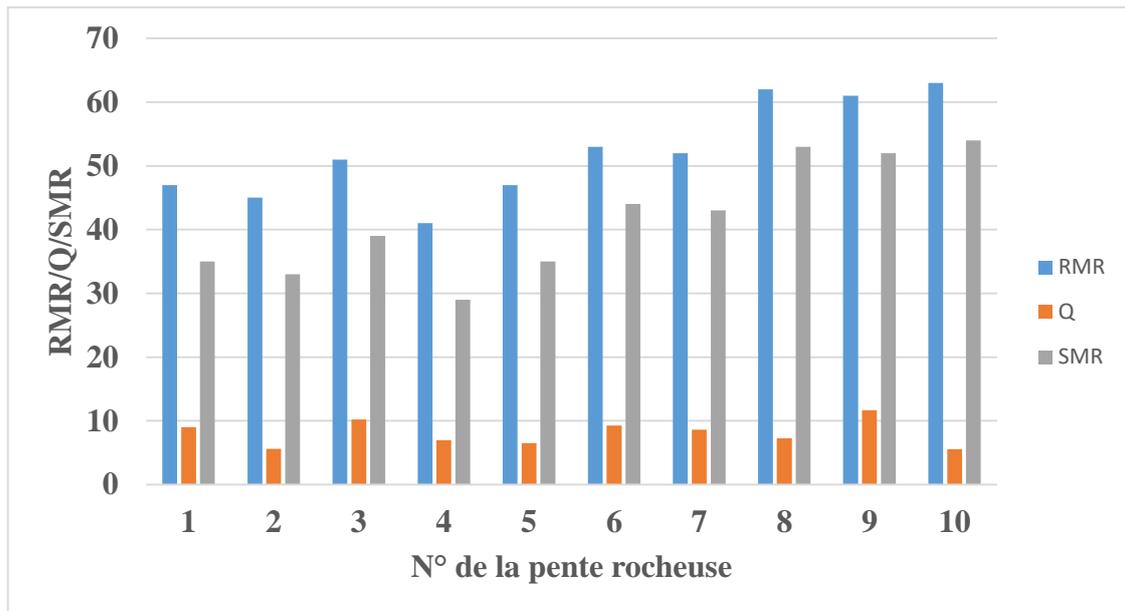
$$RMR = 10Ln(Q) + 43 \quad 3-1$$

Cette équation est similaire à celles de Bieniawski en 1989 (équation 2- 11) et de Fereidooni et al., en 2015 (équation 2- 12).

Singh et al., en 2000 ont mentionné qu'en raison du faible coefficient de corrélation de ces équations, elles ont une faible validité.

### 1-8. Modification de la classification Q

La figure 3-2 présente une comparaison entre RMR, Q et SMR des talus étudiés.



**Figure 3-2 :** Comparaison entre les valeurs de RMR, Q et SMR de différentes pentes.

Dans cette recherche, les paramètres présentés dans l'équation 3-2 ont été utilisés pour modifier le système Q. En raison de certaines difficultés découlant de l'utilisation de ce système Q, celui-ci est maintenant utilisé pour la stabilité des pentes rocheuses et, dans certains cas, pour l'exploitation à ciel ouvert. En raison des conditions de stress à la surface et en profondeur, il est nécessaire de faire la distinction entre ces deux conditions. Pour cette raison, il semble nécessaire d'apporter quelques modifications à la valeur du paramètre SRF. Ajoodani - Namin (1999) a proposé d'utiliser le facteur  $(JCS / \gamma H)$  de la SRF afin d'intégrer l'effet des différences de contraintes dans différentes conditions (profondeur et surface des masses rocheuses). Sur la base d'une méthode d'essai et d'erreur, Ajoodani-Namin (1999) a suggéré les conditions suivantes :

$$Si ; (JCS/\gamma H) < 160 \rightarrow SRF = 0,35 \tag{3-2a}$$

$$Si ; (JCS/\gamma H) \geq 160 \rightarrow SRF = 0,11 \tag{3-2b}$$

Où, JCS est la résistance à la compression des joints (MPa),  $\gamma$  est le poids unitaire des matériaux des pentes rocheuses ( $g/cm^3$ ) et H, est la hauteur de la pente rocheuse en mètre. Sur la base de cette condition, la valeur de la SRF pour la zone d'étude a été choisie à 0,11 et, par conséquent, la valeur de Q a été corrigée pour les applications de stabilité des pentes. Les

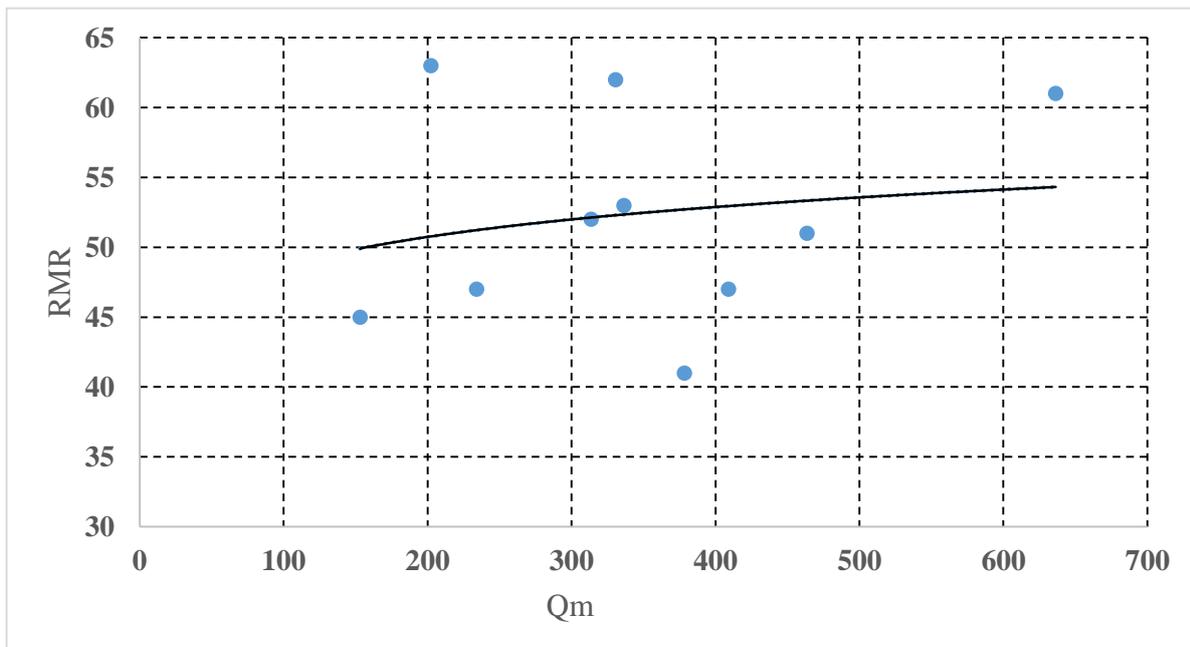
détails de la modification de Q (Qm), RMR, JCS, SRF et d'autres paramètres sont énumérés dans le tableau 3-11.

**Tableau 3-11 :** Différentes valeurs de Q modifiées.

N° de la pente rocheuse	Type de lithologie	RMR	Q	JCS (MPa)	H (m)	$\gamma$	$\frac{\sigma_c}{\sigma_1}$	SRF	RQD/Jn	Jr/Ja	Jw/SRF	$Q_m$
1	Gneiss	47	9	156	9,5	26,7	615,02	0,11	30	2	9,09	<b>409,45</b>
2	Gneiss	45	5,6	120	7,2	25,7	648,51	0,11	33,67	0,5	9,09	<b>153,03</b>
3	Gneiss	51	10,2	139	6	27,8	833,33	0,11	51	1	9,09	<b>463,64</b>
4	Gneiss	41	6,94	140	3,5	26,4	1515,15	0,11	55,5	0,75	9,09	<b>378,41</b>
5	Gneiss	47	6,5	135	6,5	24,6	844,28	0,11	34,33	0,75	9,09	<b>234,09</b>
6	Gneiss	53	9,25	125	18	26,7	260,09	0,11	37	1	9,09	<b>336,36</b>
7	Gneiss	50	8,63	145	17	25,7	331,88	0,11	34,5	1	9,09	<b>313,64</b>
8	Gneiss	62	7,275	134	19	24,5	287,86	0,11	48,5	0,75	9,09	<b>330,68</b>
9	Gneiss	61	11,67	143	14	25,9	394,37	0,11	35	2	9,09	<b>636,36</b>
10	Gneiss	63	5,563	129	16	24,8	325,10	0,11	44,5	0,5	9,09	<b>202,27</b>

Il est aussi possible de faire une corrélation entre RMR et Qm, les valeurs de ces paramètres sont représentées dans un système de coordonnées X-Y (figure 3-3). En accord avec la figure 3-3, la relation entre les paramètres est la suivante :

$$RMR = 10 \ln (Q_m) + 3 \quad 3-3$$



**Figure 3-3 :** Relation entre RMR et Qm pour différentes roches des pentes étudiées.

En combinant l'équation 2-7 et l'équation 3-3, il est possible de déduire

$$SMR = 10 \ln(Qm) + 3 + (F_1 \times F_2 \times F_3) + F_4 \quad 3-4-a$$

$$SMR = 10 \ln(Qm) + 3 + 10 \times \left( \frac{(F_1 \times F_2 \times F_3) + F_4}{10} \right) \quad 3-4-b$$

$$SMR = 10 \ln \left[ Qm \times \exp \left( \frac{(F_1 \times F_2 \times F_3) + F_4}{10} \right) \right] + 3 \quad 3-4-c$$

$$\text{Posons } SQR = Qm \times \exp \left( \frac{(F_1 \times F_2 \times F_3) + F_4}{10} \right) \quad 3-4-d$$

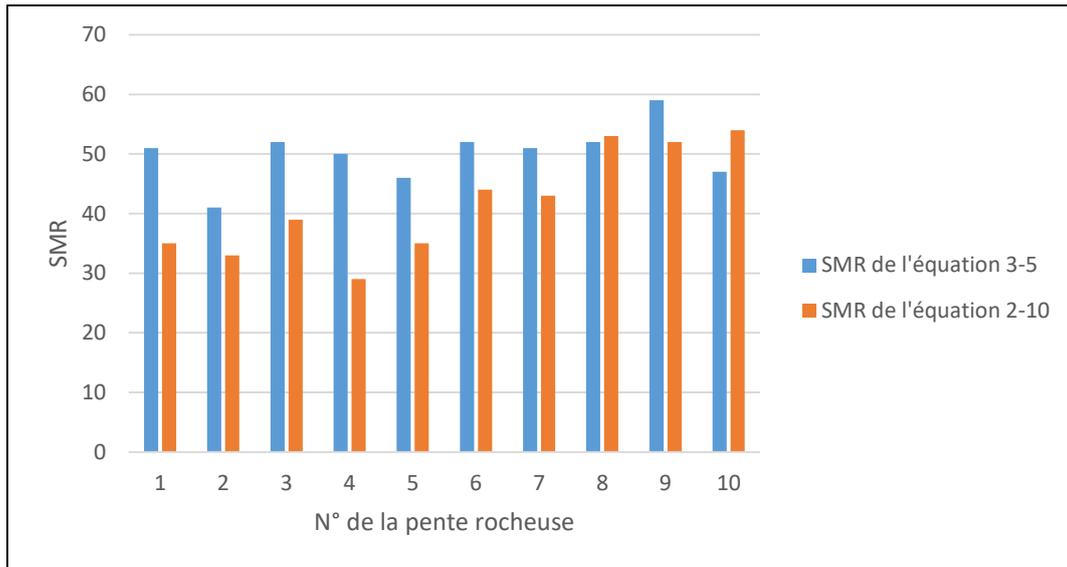
$$SMR = 10 \ln SQR + 3 \quad 3-5$$

L'équation 3-5 permet de retrouver des nouvelles valeurs de SMR qui sont regroupées dans le tableau 3-12.

**Tableau 3-12 : Valeurs de SQR et SMR.**

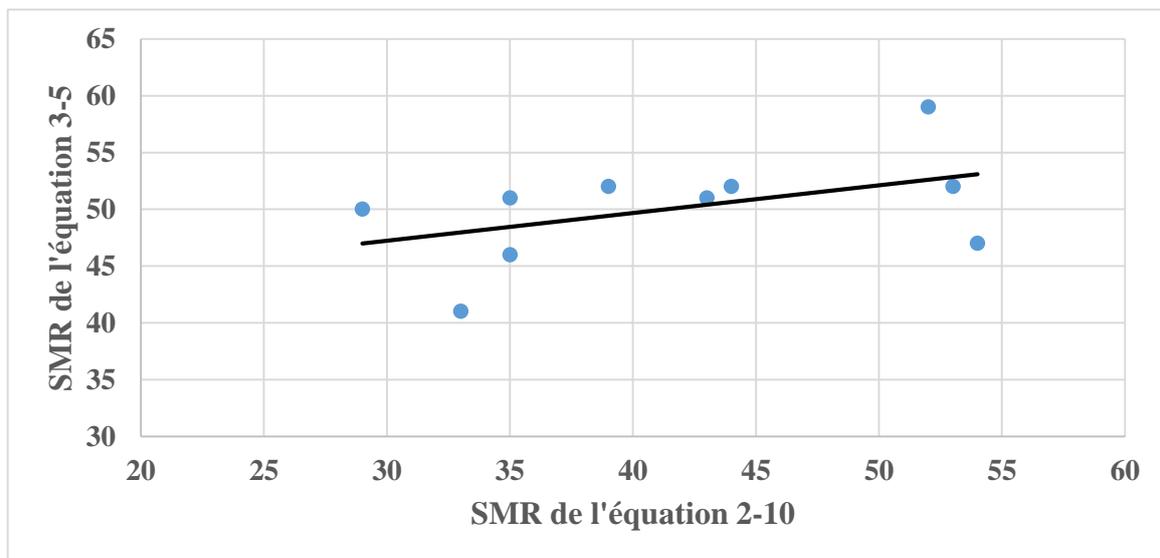
N° de la pente rocheuse	Qm	Q	F1	F2	F3	F4	SQR	SMR de l'équation 3-5	SMR de l'équation 2-10
1	409,09	9	0,4	1	-50	8	123,22	<b>51</b>	<b>35</b>
2	153,03	5,6	0,4	1	-50	8	46,09	<b>41</b>	<b>33</b>
3	463,64	10,2	0,4	1	-50	8	139,65	<b>52</b>	<b>39</b>
4	378,41	6,94	0,4	1	-50	8	113,97	<b>50</b>	<b>29</b>
5	234,09	6,5	0,4	1	-50	8	70,51	<b>46</b>	<b>35</b>
6	336,36	9,25	0,15	1	-60	0	136,75	<b>52</b>	<b>44</b>
7	313,64	8,63	0,15	1	-60	0	127,52	<b>51</b>	<b>43</b>
8	330,68	7,275	0,15	1	-60	0	134,45	<b>52</b>	<b>53</b>
9	636,36	11,67	0,15	1	-60	0	258,72	<b>59</b>	<b>52</b>
10	202,27	5,56	0,15	1	-60	0	82,24	<b>47</b>	<b>54</b>

La figure 3-5 donne une comparaison entre les valeurs de SMR calculées avec l'équation 2-10 et l'équation 3-5. Pour les pentes 8 et 10, les valeurs de SMR calculées à partir de l'équation 2-10 sont plus grandes que les valeurs de SMR calculées à partir de l'équation 3-5 tandis que pour les autres pentes, les SMR provenant de l'équation 3-5 sont supérieurs aux valeurs de SMR venant de l'équation 2-10.



**Figure 3-4 :** Comparaison entre le SMR de l'équation 2-10 et le SMR de l'équation 3-5.

En utilisant les valeurs de SMR obtenues des équations 2-10 et 3-5, nous obtenons une relation entre ces valeurs et un coefficient de corrélation. La figure 3-5 montre cette relation.



**Figure 3-5 :** Corrélation entre les SMR de l'équation 2-10 et SMR de l'équation 3-5 des dix pentes étudiées.

De la figure 3-4, on a dégagé une équation entre les SMR de l'équation 2-7 et les SMR de l'équation 3-5 qui est :

$$SMR_{de\ l'équation\ 3-5} = 0,2442\ SMR_{de\ l'équation\ 2-10} + 39,918 \quad 3-6$$

Cette équation a un coefficient de corrélation  $R = 0,4642$ . Cette valeur n'est pas proche de 1 donc les valeurs de SMR venant de l'équation 3-5 sont déclarées non acceptables.

## **1-9. Résultat facteurs de sécurités**

### **1-9-1. Projection stéréographique**

L'étude cinématique des pentes passe par la projection stéréographique des joints et des pentes. Pour éviter les surcharges des stéréographes, on a pris pour chaque pente quatre joints majeurs en termes de longueur et d'ouverture. Pour chaque joint, on a pris la direction de la plongée et la plongée.

Cette projection a permis de calculer le facteur de sécurité de chaque pente qui est dans le tableau 3-13. Ces valeurs de facteur de sécurité nous permettent de dire que seule la pente numéro 9 est stable car le facteur de sécurité supérieur à l'unité. Le reste des pentes sont instables car leurs facteurs de sécurités sont inférieurs à l'unité.

### **1-9-2. Fellenius**

L'équation 2-53 a permis de calculer le facteur de sécurité de chaque pente qui est dans le tableau 3-13. Ces valeurs de facteur de sécurité nous permettent de dire que deux pentes (numéro 5 et 9) sont stables car leurs facteurs de sécurité sont supérieurs à l'unité. Les autres pentes sont instables, car leurs facteurs de sécurité sont inférieurs à l'unité.

### **1-9-3. Bishop**

L'équation 2-54 a permis de calculer le facteur de sécurité de chaque pente qui est dans le tableau 3-13. Ces valeurs de facteur de sécurité nous permettent de dire que deux pentes (numéro 5 et 9) sont stables car leurs facteurs de sécurité sont supérieurs à l'unité. Les restant des pentes sont instable car le facteur de sécurité sont inférieurs à l'unité.

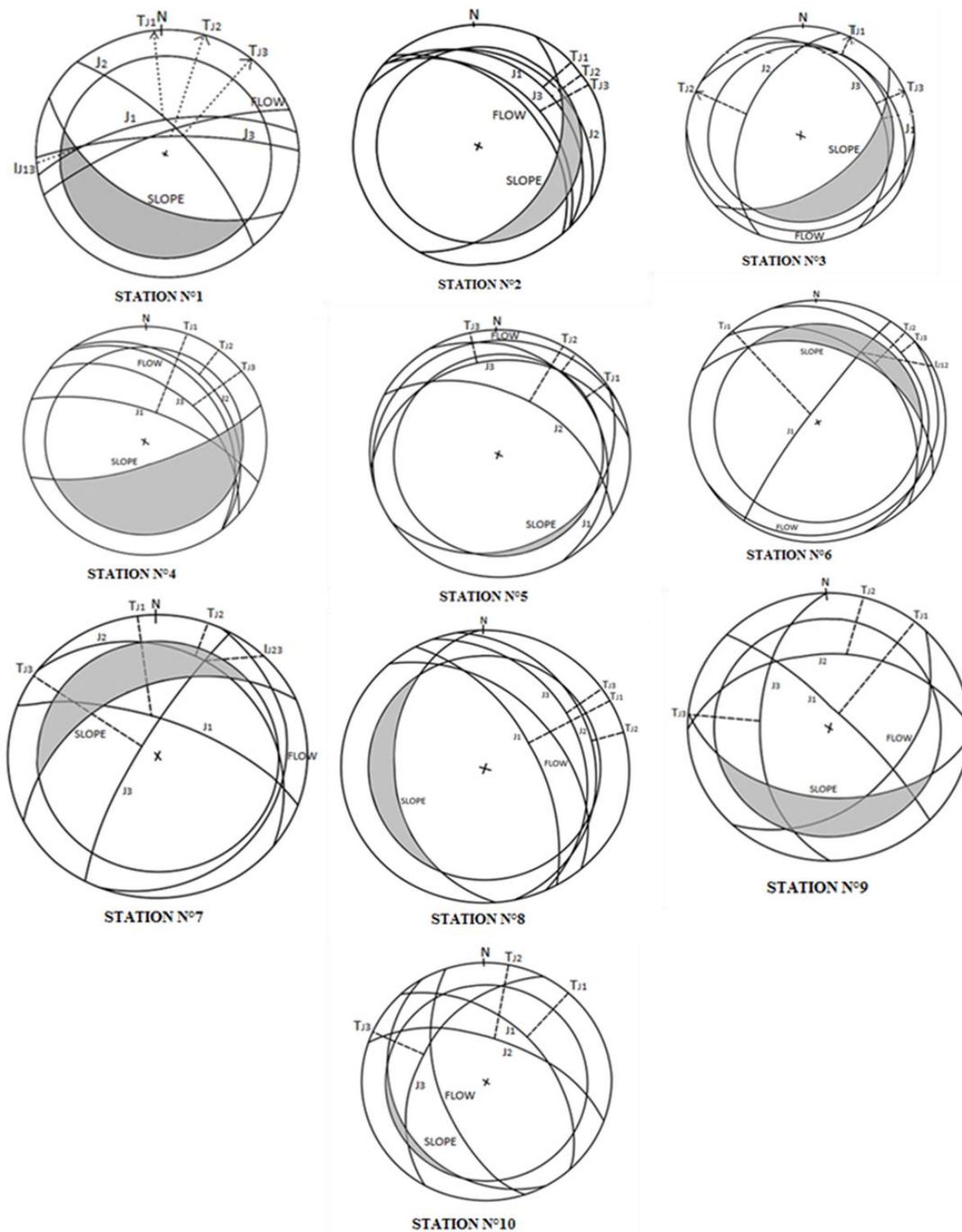


Figure 3-6 : Analyse cinématique des pentes de la zone.

**Tableau 3-13 :** Différentes valeurs de facteurs de sécurité des pentes étudiés.

Pente rocheuse N°	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
F.S Selon Fellenius	0,88	0,90	0,45	0,90	1,05	0,98	0,99	0,45	1,15	0,91
F.S selon Bishop	0,65	0,78	0,25	0,87	1,03	0,87	0,89	0,23	1,15	0,79
F.S selon Gill	0,8	0,46	0,17	0,89	0,97	0,9	0,73	0,28	1,15	0,8
Nombre de tranches	5	4	4	3	5	7	7	8	7	7

### 1-10. Résultat sismique

Les équations (2-14) et (2-15) ont permis de calculer l'excitation dynamique du modèle obtenu en appliquant une contrainte de cisaillement sinusoïdale à la base et l'historique des contraintes de cisaillement appliquées. Les données obtenues sont consignées dans le tableau 3-14. Dans ce tableau, nous avons en colonne respectivement le module de Young, le coefficient de Poisson (pris sur l'abaque des roches dans le cas où on a à faire au gneiss), la masse volumique (calculée au laboratoire), le module de cisaillement, la vitesse de propagation des ondes S, l'accélération sismique du sol du milieu, la fréquence de la zone, la vitesse de propagation des particules (calculée à partir de l'équation 2-15), la constante de cisaillement (calculée à partir de l'équation de 2-14), et la cohésion de la roche et la compression uni axial (prises sur l'abaque). On suppose une fréquence de 2 Hz dans la zone considérée. L'accélération maximale au sol est supposée être de 0,16 g (où g est en  $m/s^2$ ), donc la zone considérée se situe dans une zone sismique III (Bureau, 2002). A partir de l'essai de laboratoire, il ressort que la vitesse de l'onde de cisaillement maximale calculée est de 1,57 km/s et la contrainte de cisaillement calculée est 0,73 MPa. La contrainte de cisaillement a été appliquée comme le double de la valeur calculée à savoir 1,46 MPa pour compenser l'effet limite visqueux.

**Tableau 3-14 :** Valeurs des constantes de cisaillement.

		Modul de Young (GPa)	Coeff de Poisson (GPa)	Masse volumique ( $g/cm^3$ )	Module de cisaillement (GPa)	V (km/s)	Acc. Max. Du sol	F (Hz)	Vitesse de part. Du sol (m/s)	Cont. De cisaillement (Mpa)	Cohesion (Mpa)	Uniaxial compressive strength (Mpa)
Gneiss	Max	30,4	0,26	2,84	12,06	2,06	1,57	2	0,13	0,73	18	156
	Mean	21,45	0,28	2,7	8,38	1,76	1,57	2	0,13	0,59	13	138
	Min	12,5	0,3	2,51	4,81	1,38	1,57	2	0,13	0,43	8	120

**1-11. Résultat pénétrométrique**

Les essais pénétrométriques ont été effectués sur six sites pour trouver la résistance dynamique de pointe  $Q_d$  à partir « de la formule de battage Hollandais » (équation 2-38). A travers cette résistance on trouve la contrainte admissible  $\sigma_{adm}$  qui est obtenue dans ce cas avec un coefficient de sécurité de 15, acqui par la formule suivante  $\sigma_{adm} = \frac{Q_d}{coef\ de\ sécurité}$ , cette contrainte donne les caractéristiques du sol. Le paramètre  $Q_d$ , la profondeur de l'enfoncement  $\Delta h = 50\ cm$  sont illustrés dans le tableau 3-15 et  $\sigma_{adm}$  dans le tableau 3-16.

**Tableau 3-15 : Résistance dynamique de pointe  $Q_{di}$  en MPa.**

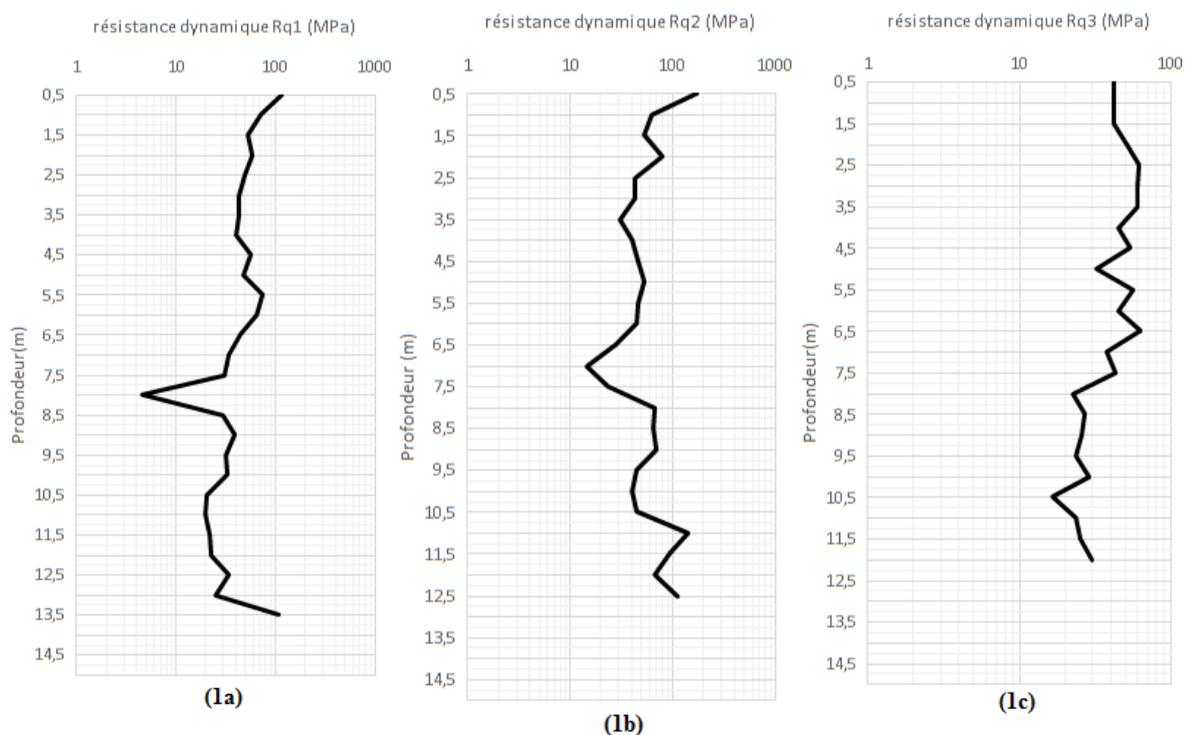
Résistance de la pointe (MPa)						
Prof (m)	Rq 1	Rq 2	Rq 3	Rq 4	Rq 5	Rq 6
0,5	114,6	175,8	42	45,9	118,5	49,65
1	70,35	63,3	42,15	28,2	49,2	35,1
1,5	52,8	52,8	42,15	17,55	35,1	31,65
2	58,65	78,15	52,05	13,05	32,55	32,55
2,5	48,9	42,3	61,8	26,1	19,5	39
3	42,45	42,45	60,6	30,3	12,15	48,45
3,5	42,45	30,3	60,6	30,3	18,15	48,45
4	39,75	39,75	45,3	28,35	45,3	62,4
4,5	56,7	45,3	53,85	31,2	34,05	59,55
5	48	53,25	31,95	37,35	42,6	95,85
5,5	74,55	45,3	55,95	95,85	37,35	48
6	65,25	45,15	45,15	80,4	35,1	40,2
6,5	45,15	27,6	62,7	62,7	22,65	37,65
7	33,3	14,25	37,95	33,3	19,05	23,7
7,5	30,9	23,7	42,75	28,5	26,1	59,4
8	4,5	67,65	22,5	4,5	72,15	40,5
8,5	29,25	65,4	27	22,5	54	38,25
9	38,55	68,55	25,65	34,35	34,35	34,35
9,5	32,1	45	23,55	40,65	23,55	23,55
10	32,7	40,8	28,65	24,45	28,65	32,7
10,5	20,4	45	16,35	34,8	36,75	28,65
11	19,5	140,55	23,4	35,1	35,1	35,1
11,5	21,45	93,75	25,35	50,7	33,15	27,3
12	22,5	67,35	29,85	37,35	15	18,75
12,5	33,6	110,25	0	26,1	33,6	26,1
13	25,05	0	0	28,65	25,05	32,25
13,5	105,75	0	0	32,25	46,65	32,25
14	0	0	0	27,6	55,05	41,4
14,5	0	0	0	48,3	63,75	55,05
15	0	0	0	0	72,9	53,1

- Sols peu conformes à une fondation
- Sols homogènes.
- Sols à la fois homogènes et peu conformes à une fondation

Les sols homogènes sont des sols dont la résistance à la pénétration diminue légèrement avec la profondeur jusqu'à une profondeur au - delà de laquelle, elle reste presque constante. En outre, la constante de la résistance dynamique sur une certaine profondeur montre aussi l'homogénéité des sols. Les sols peu conformes à une fondation sont des sols qui présentent sur de résistance très forte ou forte par endroit. Cependant, lorsque la

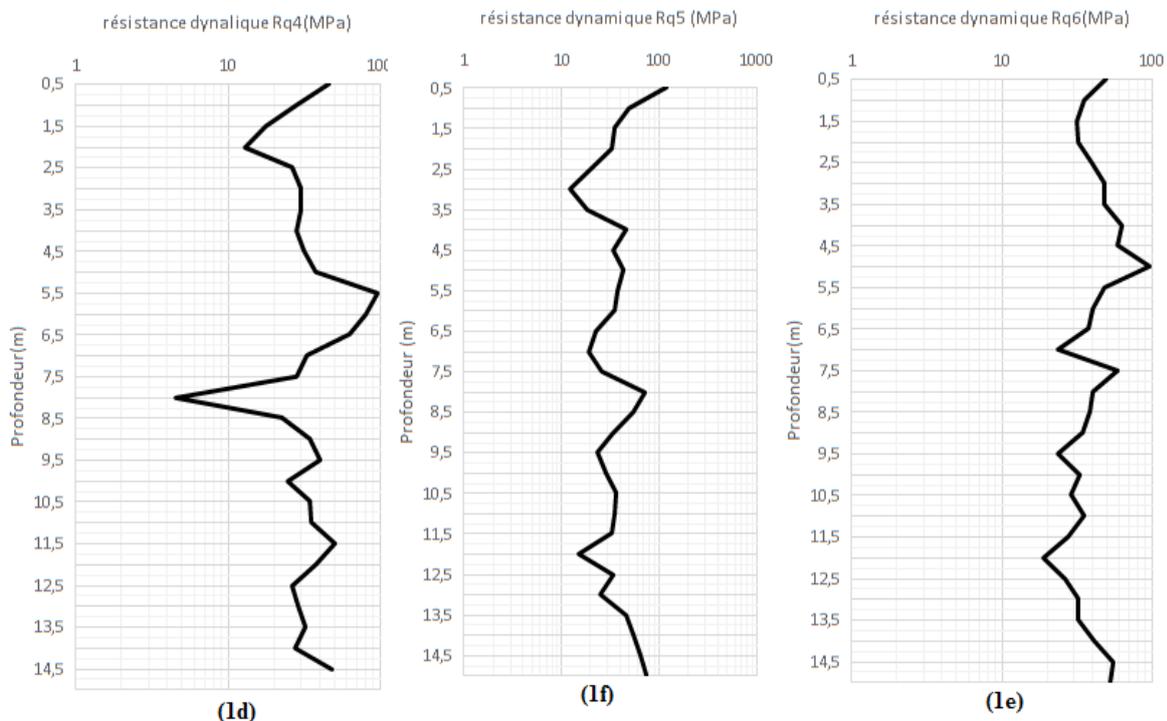
résistance dynamique est faible mais reste pourtant constante sur une variation de la profondeur, on se trouve en présence de sols à la fois homogènes et peu conformes à une fondation. Les pénétrogrammes obtenus sont issus du tableau 3-15 et sont présentés dans les figures 3-7 et 3-8.

On observe sur le pénétrogramme (figure 3-7) des sols homogènes : on trouve ces types de sol à une profondeur allant de 0,5 m à 1,5 m de profondeur (114,6 MPa à 52 MPa), de 5,5 m à 8 m (74,55 MPa à 4,5 MPa) et de 9 m à 11 m (38 MPa à 19,5 MPa) pour la station (1). A la station (2) ils sont observés de 0,5 m à 1,5 m (175 MPa à 52,8 MPa) et de 11 m à 12 m (140,55 MPa à 67,35 MPa). Cependant à la station (1) la résistance dynamique de pointe décroît sur une profondeur allant de 0,5 m à 1,5 m augmente légèrement à 2m puis rechute un peu avant d'augmenter légèrement et décroît sur une profondeur allant de 5,5 m à 13 m. A la même station elle croît à une profondeur de 13,5 à 14 m. A la station (2) elle décroît sur une profondeur allant de 0,5 m à 1,5 m augmente légèrement à 2 m puis rechute un peu avant d'augmenter légèrement et décroît sur une profondeur allant de 5 m à 7,5 m. A la même station elle croît sur une profondeur allant de 8 m à 9 m diminue légèrement à 9,5 m avant d'augmenter un peu puis croît sur une profondeur allant de 11,5 m à 12,5 m enfin à la station (3) la résistance dynamique de pointe varie très légèrement.



**Figure 3-7 :** Pénétrogramme (1a) de la station 1, pénétrogramme (1b) de la station 2 et pénétrogramme (1c) de la station 3.

On observe sur le pénétrogramme figure 3-8 des sols homogènes : on trouve ces types de sol à une profondeur allant de 0,5 m à 2,0 m de profondeur (45,9 MPa à 13 MPa), puis entre 5,5 m et 8,0 m (95,85 MPa à 4,5 MPa) et à 9 m pour la station (4), à la station (5) ils sont observés entre 0,5 m à 3,0 m (118,5 MPa à 12,15 MPa), puis entre 5,0 m et 7,5 m (42,6 MPa à 19,05 MPa) et entre 8,0 m à 9,5 m (72,15 MPa à 23,55 MPa). On les retrouve également à la station (6) ils sont observés de 0,5 m à 1,5 m (49,65 MPa à 31 MPa) et de 7,5 m à 9,5 m (59,4 MPa à 23,55 MPa). Cependant à la station (4) la résistance dynamique de pointe décroît sur une profondeur allant de 0,5 m à 2,0 m augmente légèrement de 2,5 m à 3,5 m puis, décroît encore sur une profondeur allant de 5,5 m à 7,0 m. A la même station on constate une alternance de la résistance dynamique de pointe sur une profondeur allant de 8,5 m à 14,5 m. A la station (5) la résistance dynamique de pointe décroît sur une profondeur allant de 0,5 m à 3,0 m augmente légèrement jusqu'à 4,5 m puis, décroît encore de 5,0 m à 7 m de profondeur et à 8,0 m à 9,5 m de profondeur. A la même station elle croît sur une profondeur allant de 12,0 m à 15,0 m. A la station (6) la résistance dynamique de pointe décroît sur une profondeur allant de 0,5 m à 2,0 m puis augmente légèrement à 3,0 m avant de chuter sur une profondeur allant de 7,5 m à 9,5 m. A la même station elle croît sur une profondeur allant de 12 m à 14,5 m.



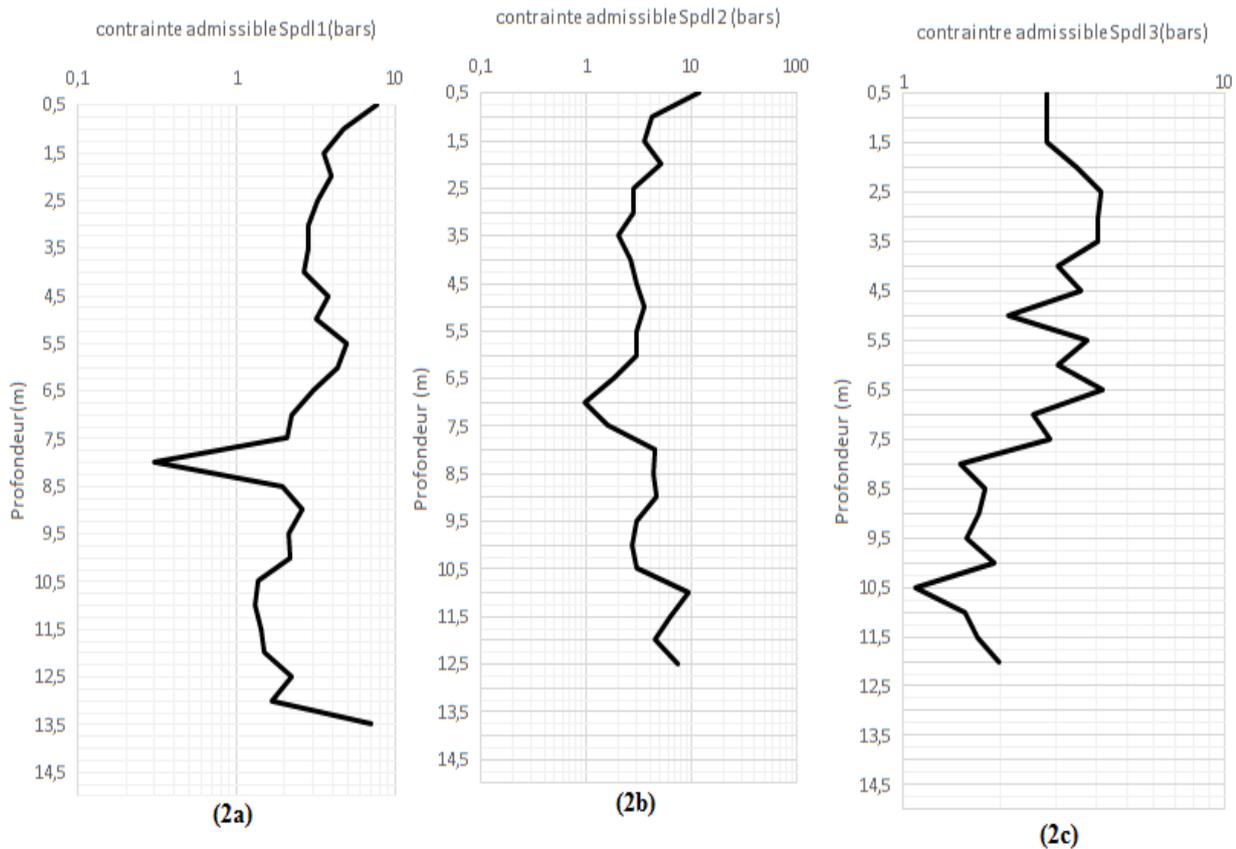
**Figure 3-8 :** Pénétrogramme de la station 4 (1d), pénétrogramme de la station 5 (1f) et pénétrogramme de la station 6 (1e).

**Tableau 3-16 :** Contrainte admissible  $\sigma_{adm}$  en bars.

Contraintes admissibles ( $\sigma_{adm}$ en bars)						
Prof (m)	Spdl 1	Spdl 2	Spdl 3	Spdl 4	Spdl 5	Spdl 6
0,5	7,64	11,72	2,8	3,06	7,9	3,31
1	4,69	4,22	2,81	1,88	3,28	2,34
1,5	3,52	3,52	2,81	1,17	2,34	2,11
2	3,91	5,21	3,47	0,87	2,17	2,17
2,5	3,26	2,82	4,12	1,74	1,3	2,6
3	2,83	2,83	4,04	2,02	0,81	3,23
3,5	2,83	2,02	4,04	2,02	1,21	3,23
4	2,65	2,65	3,02	1,89	3,02	4,16
4,5	3,78	3,02	3,59	2,08	2,27	3,97
5	3,2	3,55	2,13	2,49	2,84	6,39
5,5	4,97	3,02	3,73	6,39	2,49	3,2
6	4,35	3,01	3,01	5,36	2,34	2,68
6,5	3,01	1,84	4,18	4,18	1,51	2,51
7	2,22	0,95	2,53	2,22	1,27	1,58
7,5	2,06	1,58	2,85	1,9	1,74	3,96
8	0,3	4,51	1,5	0,3	4,81	2,7
8,5	1,95	4,36	1,8	1,5	3,6	2,55
9	2,57	4,57	1,71	2,29	2,29	2,29
9,5	2,14	3	1,57	2,71	1,57	1,57
10	2,18	2,72	1,91	1,63	1,91	2,18
10,5	1,36	3	1,09	2,32	2,45	1,91
11	1,3	9,37	1,56	2,34	2,34	2,34
11,5	1,43	6,25	1,69	3,38	2,21	1,82
12	1,5	4,49	1,99	2,49	1	1,25
12,5	2,24	7,35	0	1,74	2,24	1,74
13	1,67	0	0	1,91	1,67	2,15
13,5	7,05	0	0	2,15	3,11	2,15
14	0	0	0	1,84	3,67	2,76
14,5	0	0	0	3,22	4,25	3,67
15	0	0	0	0	4,86	3,54

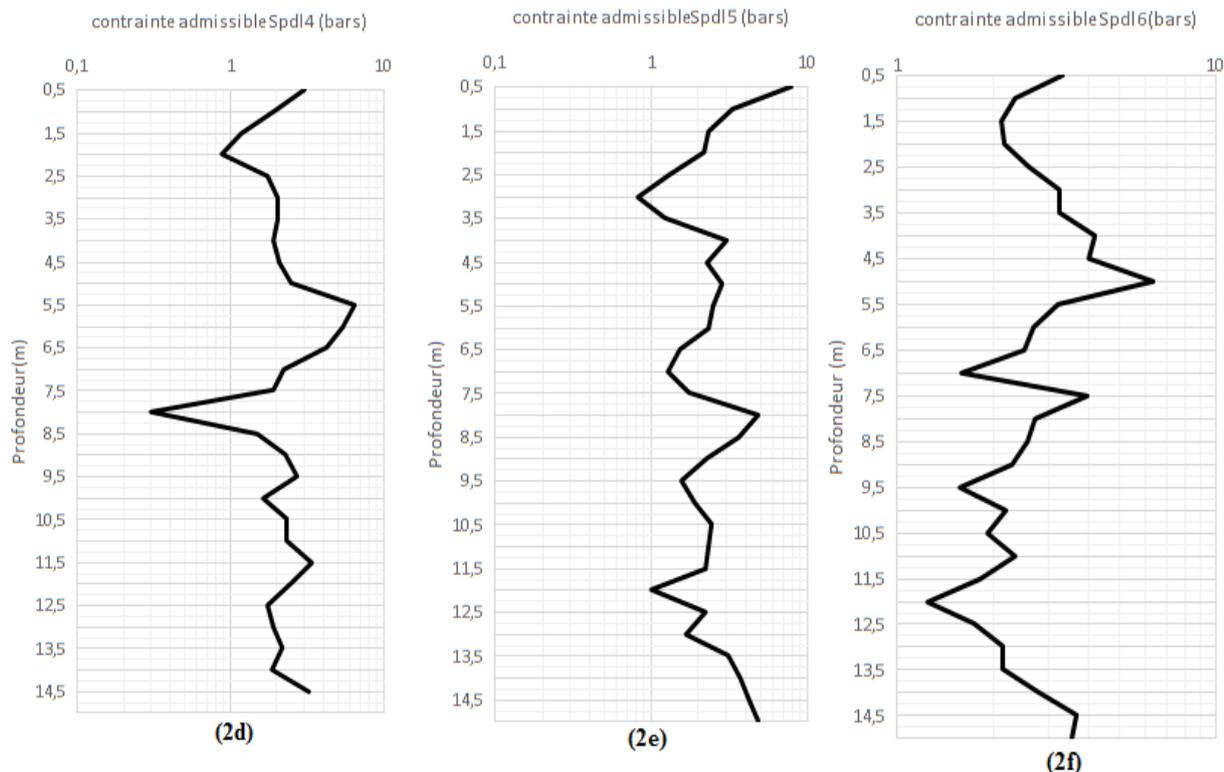
A l'aide du tableau 3-16 des contraintes admissibles ci-dessus, on peut dire que, le sol en place présente hormis les zones de faibles portances (<0,1 MPa) de bonnes contraintes admissibles (contrainte moyenne autour de 2,00 bars). Aussi, il est conseillé de fonder l'ouvrage au-delà de ces zones de la faible portance se situant autour de 8,00 mètres de profondeur.

Sur le pénétrogramme (2a) de la figure 3-9, la contrainte admissible décroît sur une profondeur allant de 0,5 m à 4,0 m. Cette contrainte augmente légèrement jusqu'à 5,0 m de profondeur puis décroît sur une profondeur allant de 5,5 m à 8,0 m. A la même station, la contrainte admissible croît sur une profondeur allant de 8,0m à 9,0 m. Le pénétrogramme (2b) montre une contrainte admissible qui décroît sur une profondeur de 0,5 m à 1,5 m. Elle augmente légèrement jusqu'à 2,0 m puis décroît de 2,0 m à 7,0 m de profondeur. A la même station, la contrainte admissible croît sur une profondeur allant de 10,5 m à 11,5 m et de 11,0 m à 12,0 m et elle est constante sur une profondeur allant de 8,0 m à 9,0 m. Le pénétrogramme (2c) montre une contrainte admissible constante sur une profondeur allant de 0,5 m à 1,5 m et 2,5 à 3,5 m. Elle décroît entre 3,0 m à 4,0 m puis augmente légèrement avant de décroître sur une profondeur de 4,5 m à 5,0 m et de 7 m à 8,5 m. A la même station, cette contrainte admissible croît sur une profondeur allant de 2,0 m à 2,5 m et de 10,5 m à 12,0 m.



**Figure 3- 9 :** Pénétrogramme de la station 1 (2a), pénétrogramme de la station 2 (2b), et pénétrogramme de la station 3 (2c).

Sur le pénétrogramme (figure 3-10 (2d)) la contrainte admissible décroît sur une profondeur allant de 0,5 m à 2 m augmente légèrement puis décroît sur 5,5 m à 8 m et de 11 m à 12,5 m de profondeur et elle croît à la même station sur une profondeur allant de 2,5 m à 5 m, de 8,5 m à 9,0 m, de 10,0 m à 11,5 m et de 13 m à 14,5 m. A la station 5 (pénétrogramme (2e)) la contrainte admissible décroît sur une profondeur allant de 0,5 m à 3,0 m et de 4,0 m à 6,5 m. A la même station elle croît de 3,5 m à 4,0 m, de 7,0 m à 8,0 m et de 13,0 m à 15,0 m de profondeur. Elle reste pratiquement constante sur une profondeur allant de 10 m à 11,5 m. Sur le pénétrogramme (2f), la contrainte admissible décroît sur une profondeur allant de 0,5 m à 1,5 m, de 5,0 m à 7,0 m et de 8,0 m à 9,5 m et à la même station, elle croît sur une profondeur allant de 2,0 m à 5,0 m, de 7,0 m à 8,0 m et de 12,0 m à 14,5 m. Sur cette station, on a la terre végétale (de 0 m à 0,5 m), le remblai de pouzzolane (0,5 m à 1 m), sable argileux jaunâtre (1 m à 1,5 m), sable argileux grisâtre (1,5 m à 4,5 m), sable argileux noirâtre (4,5 m à 18 m) et le sable noirâtre + nodule de quartz (18 m à 31 m).



**Figure 3-10 :** Pénétrogramme de la station 4 (2d), pénétrogramme de la station 5 (2c) et pénétrogramme de la station 6 (2f).

Lors des prises de mesure sur le terrain, nous avons rencontré des zones de chute rapide de la pointe conique dans lesquelles celle-ci parcourt une certaine profondeur (valeurs de contrainte admissible ou de résistance de pointe nulle). Aucun nombre de coups du mouton n'est alors enregistré. La valeur de la résistance de pointe obtenue lors des prises de mesures n'est pas utilisée pour vérifier la résistance des fondations mais donne une indication qualitative sur la nature des sols traversés. Cette valeur est utilisée pour le dimensionnement des fondations grâce aux équations (2-38) à (2-41) du chapitre deux. Vu l'ensemble des stations pénétrométriques, on constate que la structure du sol dans ces zones est généralement de faible portance ( $<0,1$  MPa), de bonnes contraintes admissibles (contrainte moyenne autour de 2,00 MPa). Ainsi il est conseillé de fonder l'ouvrage au-delà de ces zones de faible portance se situant autour de 8 m de profondeur, par conséquent des fondations profondes. Dans l'état actuel du matériel courant, on ne peut mesurer que le seul paramètre  $q_d$  qui est insuffisant pour situer qualitativement la nature du sol. Cette limite peut être levée avec un matériel plus élaboré. Une seconde limitation concerne la profondeur d'essai compte tenu du mode d'interprétation actuel. En effet, nous pensons qu'au-delà de 25 m à 30 m de profondeur, il est

nécessaire de prendre en considération l'effet du train de tiges sur la propagation de l'énergie et le comportement de la pointe.

### 1-12. Résultat pressiométrique

Des essais pressiométriques ont été effectués sur deux sites dont les sols sont caractérisés par le module pressiométrique  $E_m$ , la pression limite  $P_l$  et la pression du fluage  $P_f$  présentées dans les tableaux 3-17.

Le module pressiométrique traduit la déformation du sol à une certaine profondeur tandis que la pression limite montre à quel niveau il y a rupture du sol. Le rapport module pressiométrique par la pression limite nous permet de donner les différents types de sols.

Sur la figure 3-11, le pressiogramme (figure 3-11-a) montre une pression limite qui décroît entre 1,0 m et 2,0 m ; 4,0m et 7,0 m puis 12,0 m et 13,0 m. Elle reste pratiquement constante sur une profondeur de 7,0 m à 9,0 m puis croît entre 2,0 m et 4,0 m puis entre 10,0 m et 11,0 m. Sur le pressiogramme (figure 3-11-b) le module pressiométrique croît entre 1,0 m et 4,0 m puis décroît légèrement de 4,0 m à 7,0 m de profondeur. Il croît ensuite de 10,0 m à 12,0 m. Sur le même graphe, il décroît de 7,0 m à 10,0 m et de 12,0 m à 13,0 m. Sur cette station on a l'argile rougeâtre (0 m à 4 m), grave latéritique (4 m à 13 m) et l'argile bariolée (7 m à 13 m).

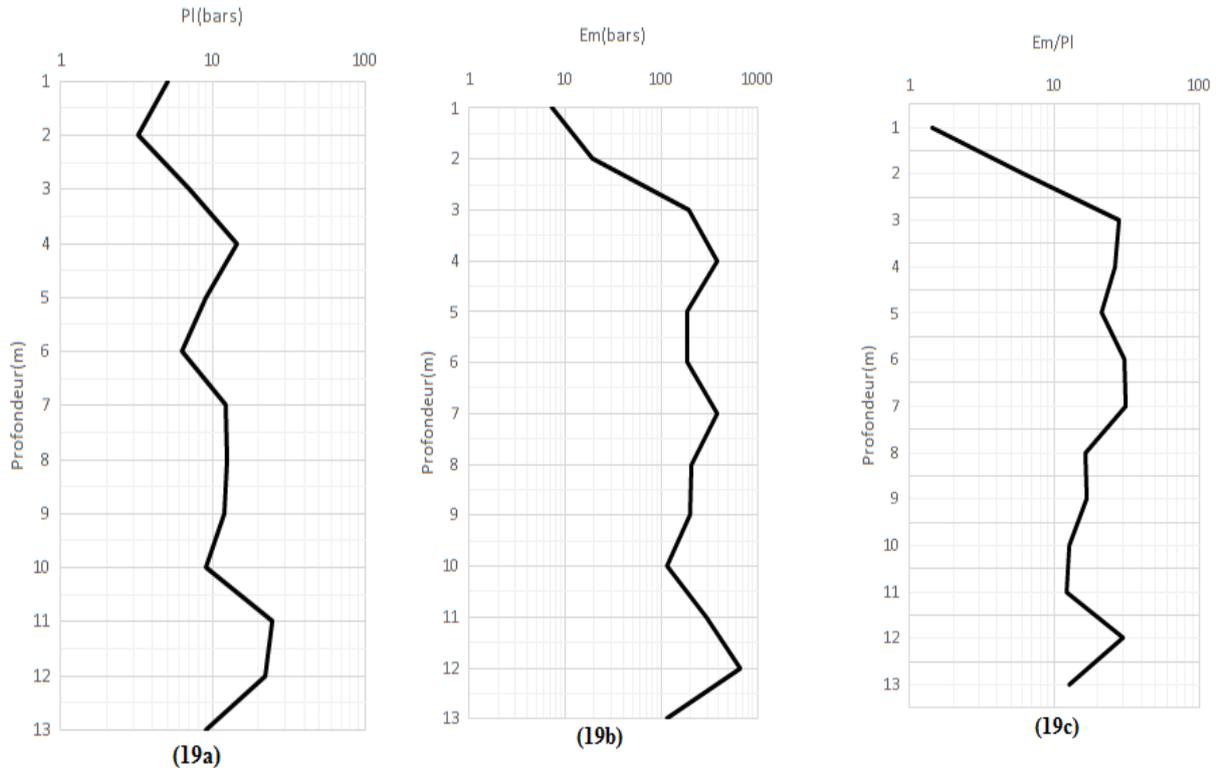
**Tableau 3-17 :** Caractéristique des sols selon l'essai pressiométrique station 1, 2, 3, et 4.

SP1 de la station 1 (tableau 3-17-a)			
Prof(m)	$P_l$ (bars)	$E_m$ (bars)	$E_m/P_l$
1	5	7,1	1,42
2	3,2	19,1	5,97
3	6,9	191,5	27,75
4	14,5	377,7	26,05
5	8,9	187,5	21,07
6	6,2	187,5	30,24
7	12,1	375,1	31
8	12,5	206	16,48
9	12	199,5	16,63
10	9	115	12,78
11	24,3	292,2	12,02
12	22,2	654,7	29,49
13	9	115	12,78

SP2 de la station 2 (tableau 3-17- b)			
Prof(m)	$P_l$ (bars)	$E_m$ (bars)	$E_m/P_l$
1	4,76	7,1	1,49
2	7,9	96,1	12,16
3	7,3	130,8	17,92
4	10,2	206,2	20,22
5	14,7	247,4	16,83
6	11,5	273,3	23,77
7	9,5	359,1	37,8
8	5,8	121,5	20,95
9	8,5	79,8	9,39
10	12,1	221,2	18,28
11	7,3	135,5	18,56
12	7,3	136,3	18,67
13	8,7	116,3	13,37
14	7,9	178,5	22,59
15	15,8	268,6	17

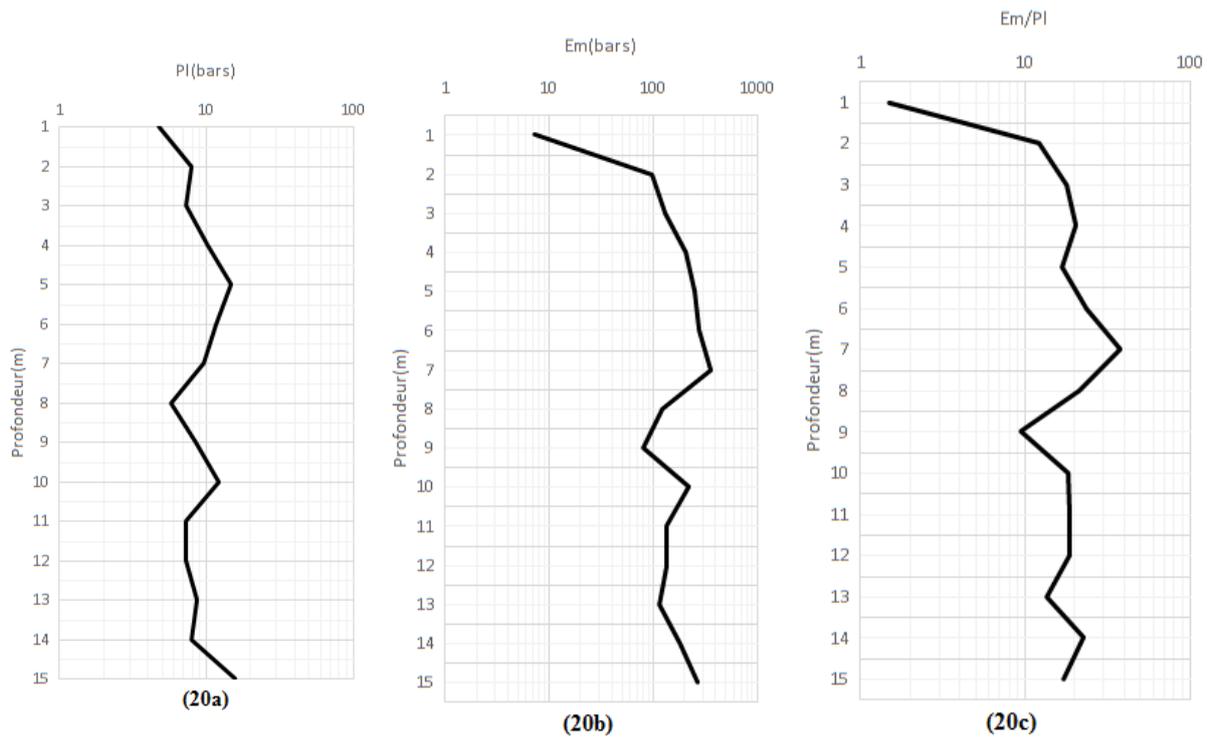
SP3 de la station 3 (tableau 3-17-c)			
Prof(m)	$P_l$ (bars)	$E_m$ (bars)	$E_m/P_l$
1	4,47	7,1	1,59
2	4,6	46,9	10,2
3	5,3	121,9	23
4	15,7	138,7	8,83
5	15,2	301,1	19,81
6	15,9	192,9	12,13
7	4,9	58,7	11,98
8	7,6	83,2	10,95
9	8	178,5	22,31
10	8,9	146,7	16,48
11	8,1	146	18,02
12	6,7	63,3	9,45
13	8,5	121	14,24

SP4 de la station 4 (tableau 3-17-d)			
Prof(m)	$P_l$ (bars)	$E_m$ (bars)	$E_m/P_l$
1	8,07	7,1	0,88
2	3,2	14,2	4,44
3	2,5	12,3	4,92
4	3,8	17,4	4,58
5	4,2	47,9	11,4
6	17,4	287,3	16,51
7	9,1	149,9	16,47
8	3,2	50,2	15,69
9	6,9	191	27,68
10	14,8	261,7	17,68
11	13,8	129,8	9,41
12	27	438,3	16,23
13	13,7	121,7	8,88
14	12,9	122,4	9,49



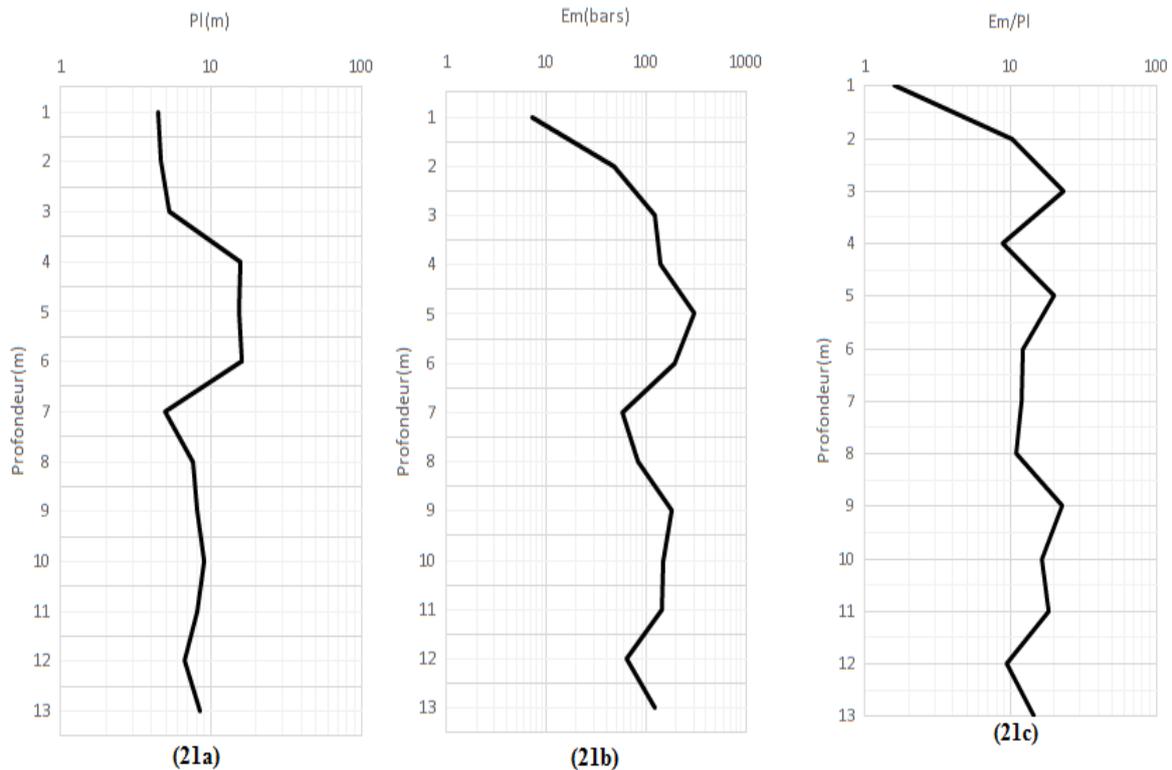
**Figure 3-11 :** Pressiogramme de pression limite (19a), pressiogramme du module pressiométrie (19b) et pressiogramme de Em/Pl de la station 1 (19c).

Sur la figure 3-12, le pressiogramme (figure 3-12-a) montre que la pression limite croit sur une profondeur de 1,0 m à 5,0 m, de 8,0 m à 10,0 m et de 14,0 m à 15,0 m. Sur le même graphe elle décroît sur une profondeur de 5,0 m à 8,0 m et de 10,0 m à 14,0 m. Sur le pressiogramme (figure 3-12-b), le module pressiométrique croit sur une profondeur de 1m à 7,0 m, de 9,0 m à 10,0 m et 13,0 m à 15,0 m. Sur le même graphe, il décroît sur une profondeur de 7,0 m à 9,0 m et de 10,0 m à 13,0 m. Sur cette station, on a l'argile rougeâtre (0,0 m à 1,0 m), l'argile rougeâtre compacte (1,0 m à 4,0 m), des graves latéritiques altérés compactes (4,0 m à 7,0 m) et roche décomposée en argile sableuse bariolée. Le niveau d'eau est environ à 9 m de profondeur.



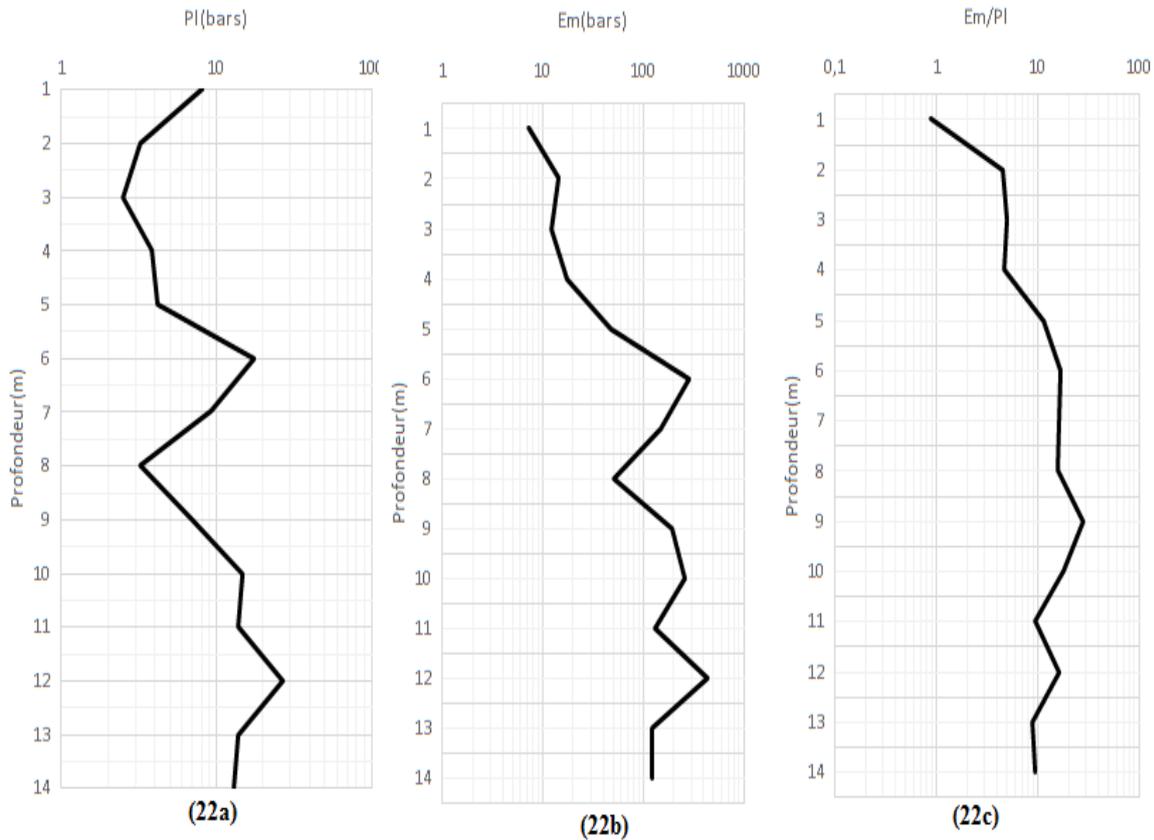
**Figure 3-12 :** Pressiogramme de pression limite (20a), pressiogramme du module pressiométrique (20b) et pressiogramme de  $E_m/P_l$  de la station 2 (20c).

Sur la figure 3-13, le pressiogramme (figure 3-13-a) montre que la pression limite croît entre 1,0 m et 4,0 m puis reste constant entre 4,0 m et 6,0 m avant de croître à nouveau entre 7,0 m et 13,0 m de profondeur. Sur le pressiogramme (figure 3-13-b) le module pressiométrique croît de 1,0 m à 5,0 m et de 7,0 m à 11,0 m, et entre 12,0 m et 13,0 m cette pression limite décroît sur le même graphe de 5,0 m à 7,0 m et 11 m à 12 m de profondeur.



**Figure 3-13 :** Pressiogramme de pression limite (21a), pressiogramme du module pressiométrique (21b) et pressiogramme de Em/Pl de la station 3 (21c).

Sur la figure 3-14, le pressiogramme (22a) montre que la pression limite décroît entre 1,0m et 3,0 m, 6,0 m et 8,0 m et 12,0 m de 14,0 m, elle croît ensuite entre 5,0 m à 6,0 m, 8,0 m et 10,0 m puis entre 11,0 m et 12,0 m. Sur le pressiogramme (22b) le module pressiométrique croît entre 1,0 m et 6,0 m, 8,0 m et 11,0 m puis entre 12,0 m et 13,0 m. Il décroît entre 6,0 m et 8,0 m puis entre 11,0 m à 12,0 m. Sur cette station, on a l'argile rougeâtre (0 m à 5 m), des graves latéritiques altérés compactes (5 m à 8 m) et une roche décomposée en argile sableuse bariolée (8 m à 14 m).



**Figure 3-14 :** Pressiogramme de pression limite (22a), pressiogramme du module pressiométrique (22b) et pressiogramme de Em/Pl de la station 4 (22c).

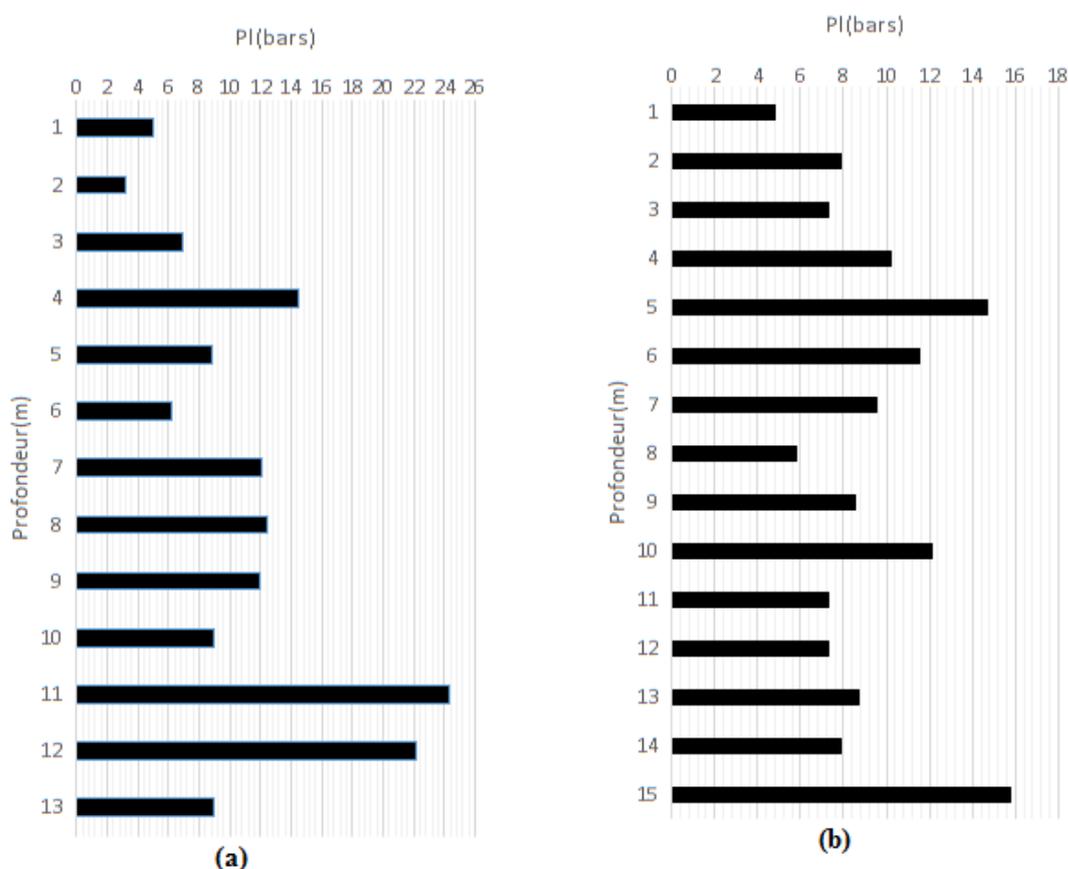
Lors des essais pressiométriques, nous avons deux informations importantes permettant de donner les profils du sol à savoir la déformation du sol (la pression limite) et la capacité portante du sol (module pressiométrique). Des résultats de cette investigation, il découle que le profil lithologique des sols de la station de Yaoundé (Olembé) est le suivant :

- Un horizon argileux rougeâtre épais de quelques centimètres à plusieurs mètres (0 m à 5 m), constitué d'argile sableuse ;
- Une zone d'accumulation des graveleux latéritiques plus ou moins altérés ;
- Une zone d'altération de la roche-mère généralement bariolée ;
- La roche-mère.

Les figures 3-15 et 3-16 présentent la profondeur en fonction de la pression limite.

L'histogramme (a) de la figure 3-15 du tableau 3-17 de la station 1 montre à titre illustratif que pour une structure de 5 bars (500 kPa) de charge, la profondeur de la fondation doit être de 1,0 m car la charge maximale que le sol supporte est de 500 kPa. Pour une structure

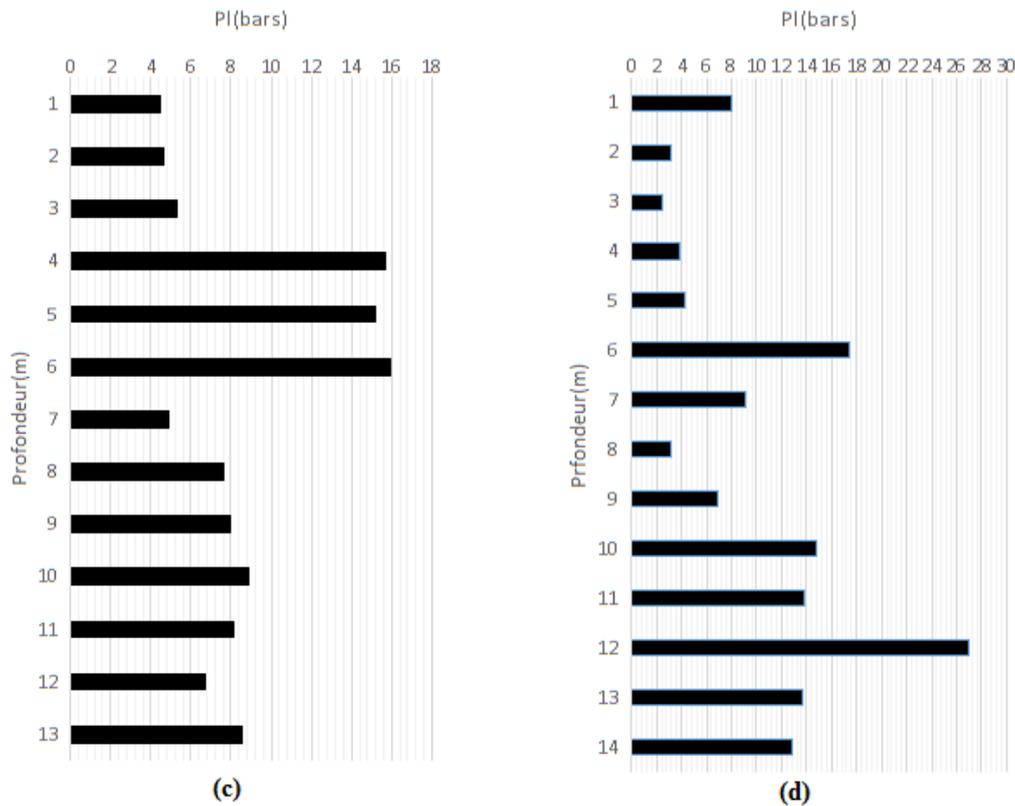
de 14,2 bars (1420 kPa) de charge, la profondeur de la fondation doit être de 4,0 m. Au-delà de cette charge, la structure risque de s'affaisser car à 5,0 m de profondeur sur la même station, la charge maximale du sol est de 9 bars (900 kPa). L'histogramme (b) de la figure 3-15 du tableau 3-17 de la station 2 montre que pour une fondation de 1,0 m de profondeur, la charge maximale que le sol supporte est une structure de 5 bars (500 kPa). Pour une structure de 7,9 bars (790 kPa) de charge, la profondeur de la fondation peut être de 2,0 m. En effet, au-delà de cette charge, la structure risque de s'affaisser car à 3,5 m de profondeur sur la même station la charge maximale du sol est de 7,5 bars (750 kPa).



**Figure 3-15 :** Histogramme de la profondeur en fonction de la pression limite.

L'histogramme (c) de la figure 3-16 du tableau 3-17 de la station 3 montre à titre illustratif, que pour une structure de 4,2 bars (420 kPa) de charge, la profondeur de la fondation doit être 1,0 m car la charge maximale que peut supporter le sol est de 4,2 bars (420 kPa). Pour une structure de 5,75 bars (575 kPa) de charge, la profondeur de la fondation doit être 3,0 m minimum car au-delà de cette profondeur la charge du sol est de 15,98 bars (1598 kPa). L'histogramme (d) de la figure 3-16 du tableau 3-17 de la station 4 montre que, pour une structure de 8 bars (800 kPa) de charge, la profondeur de la fondation doit être de 1,0 m car la

charge maximale que supporte le sol est de 8 bars (800 kPa). Pour une structure de 3,5 bars (350 kPa) de charge la profondeur de la fondation doit être de 2,0 m car au-delà, la structure risque de s'affaisser. En effet, à 3,0 m de profondeur sur la même station, la charge maximale du sol est de 2,3 bars (230 kPa).



**Figure 3-16 :** Histogramme de la profondeur en fonction de la pression.

## 2. DISCUSSION

Dans le cadre de ce travail, on a étudié la stabilité des ouvrages des zones gneissiques d'une des routes de l'Afrique Centrale qui relie le Cameroun à la majorité des pays de l'Afrique Centrale. Cette étude passe par la connaissance des propriétés géo-mécaniques des roches RMR, SMR et Q. Les valeurs de RMR regroupées dans le tableau 3-6 sont comprises entre 36 et 63. Les pentes 1 à 7 sont constituées de roches pauvres et appartiennent à la classe C car les valeurs de RMR appartiennent à [41 60] (tableau 2-2). Les autres sont constituées des roches bonnes et appartiennent à la classe B car les valeurs de RMR appartiennent à [61 80] (tableau 2-2) selon Bieniawski en 1989. Bien que ces pentes soient faites des roches gneissiques, elles ont des valeurs de RMR différentes. Les valeurs de SMR regroupées dans le tableau 3-7 sont comprises entre 29 et 54. Ces valeurs permettent de dire que ces pentes

sont de classe IV car les valeurs de SMR appartiennent à [41 60] (tableau 2-2), qu'elles sont instables avec une probabilité d'instabilité de 60% pour les six premières pentes, et de 40% pour les trois dernières selon Romana en 1993, et sur la description qu'elles sont mauvaises. En ce qui est de Q, on a des valeurs comprises entre 5,6 et 11,67. Ces valeurs permettent de donner une description sur Q qui est bonne pour les pentes 3 et modérément bonnes pour les autres. Ces descriptions s'alignent avec les résultats de Fereidooni et al., 2015. La comparaison de la SMR de l'équation 2-10 et de la SMR de l'équation 3-5 laisse voir à travers ces valeurs que pour la pente 3, elles sont presque identiques. Pour les pentes 1, 2, 4 et 5 les SMR calculées à partir de l'équation 3-5 sont plus grandes que les valeurs de SMR calculées à partir de l'équation 2-10 tandis que pour les pentes 6 et 7, les SMR provenant de l'équation II-10 sont supérieures aux valeurs de SMR venant de l'équation 3-5. De cette comparaison, on constate que pour les pentes dont elles sont partiellement stables, les SMR de l'équation 19 sont inférieurs aux SMR de l'équation 2-10 et pour les pentes instables, les SMR venant de l'équation 3-5 sont supérieures aux SMR de l'équation 2-10. Lorsqu'il pleut, la déformation horizontale d'une pente augmente et continue d'augmenter pendant un certain temps après la pluie, (Song et al., 2012). S'agissant des sondages mécaniques, vu l'ensemble des stations pénétrométriques et pressiométriques, on constate que la structure du sol dans ces zones est généralement de faible portance ( $<0,1$  MPa) et ont de bonnes contraintes admissibles (contrainte moyenne autour de 2,00 MPa). Ainsi il est conseillé de fonder l'ouvrage au-delà de ces zones de faible portance se situant autour de 8 m de profondeur, par conséquent de faire des fondations profondes. Dans l'état actuel du matériel courant, on ne peut mesurer que le seul paramètre  $q_d$  qui est insuffisant pour situer qualitativement la nature du sol. Cette limite peut être levée avec un matériel plus élaboré. Une seconde limitation concerne la profondeur d'essai compte tenu du mode d'interprétation actuel. En effet, nous pensons qu'au-delà de 25 m à 30m de profondeur, il est nécessaire de prendre en considération l'effet du train de tiges sur la propagation de l'énergie et le comportement de la pointe.

### Conclusion

Ce chapitre a permis d'interpréter les résultats obtenus par application de la « formule de battage hollandais », des équations du chapitre précédent et la relation de Louis Menard. Ces applications ont permis à travers les essais réalisés, d'avoir des résultats sous forme de tableau et de graphes. Ils sont riches en information sur les RMR, les SMR, le F.S, l'indice Q, la résistance, la compacité et la déformation des sols.

## CONCLUSION GENERALE ET PESPECTIVES

Dans ce travail, Il était question de présenter l'apport de la géophysique à la stabilité des ouvrages d'un part constitué des pentes de très importants corridors reliant certains pays d'Afrique Centrale, taillées dans le gneiss et sujettes à la chute de particules et d'autre part, d'examiner la nature des sols abritant les fondations aux voisinages de certains ponts sur lesdits corridors. Afin de bien mener cette étude, la nature des discontinuités, leurs espacements, la condition des eaux souterraines, la désignation de la qualité de la roche (RQD), la cote de masse de la roche (RMR), la cote de masse de la pente (SMR), le facteur de sécurité (F.S), l'indice de qualité Q, la résistance admissible, la contrainte admissible, le module de Menard et la pression limite ont été pris en compte et évalués autant que possible. Pour vérifier les facteurs sur lesquels les ingénieurs se basent pour la réalisation des talus, les déblais et les remblais sur ces routes, 10 talus ont été investigués et 10 sondages pénétrométriques et pressiométriques ont été réalisés. S'agissant des pentes, les résultats montrent qu'on a une valeur minimale de 41 qui est pour la pente numéro 4 et une valeur maximale de 63 correspondants à la pente numéro 10. Concernant la RMR, une valeur minimale de 29 qui est pour la pente numéro 4 et une valeur maximale de 54 correspondant à la pente numéro 10 concernant la SMR et pour Q, on a une valeur minimale de 5,6 qui est pour la pente numéro 2 et une valeur maximale de 11,67 correspondants à la pente numéro 9. De ces valeurs étudiées, il ressort que, la SMR d'une pente étudiée est proportionnelle à la RMR. La valeur moyenne de coefficient de proportionnalité est de 1,3. La projection stéréographique a permis de calculer les facteurs de sécurité des pentes étudiées dont la plus grande valeur est celle de la pente numéro 9 qui est de 1,15 et la plus petite est celle de la pente numéro 6 qui est de 0,17. Les valeurs de RMR montrent que les roches de ces talus son diptyques. Les valeurs de SMR et du facteur de sécurité de ces pentes montrent l'instabilité des pentes en Afrique Centrale bien que ces pentes soient géométriquement acceptables. S'agissant des sondages mécaniques, les résultats pénétrométriques et pressiométrique montrent que, la structure du sol dans ces zones est généralement de faible portance ( $< 0,1$  MPa) mais de bonnes contraintes admissibles (contrainte moyenne autour de 2,00 MPa). Le module pressiométrique traduit la déformation du sol à une certaine profondeur tandis que la pression limite montre à quel niveau il y a rupture du sol. La pression limite minimale est 2,5 bars et maximale est de 24,3 bars ce qui nous permet de dire que peu importe l'ouvrage dont la charge est moins de 2,5 bars, la fondation pourra le supporter. Ainsi, on peut conseiller de fonder les ouvrages au-delà des zones de faible portance c'est-à-dire, à plus de 8 m de profondeur, contrainte qui oblige à faire recours par conséquent aux fondations profondes.

Ce travail permet de dire que, lorsque les pentes des talus taillées sur du gneiss dans les conditions géométriquement acceptables, elles restent relativement instables dans les zones à sismicité moyennement faible et que la relation sol-fondation n'est pas une relation linéaire. Cette relation est fortement non linéaire.

Intensifier les points de mesure pressiométrique et pénétrométrique.

Densifier les études de la stabilité des ouvrages sur le gneiss.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Ajoodani-Namin S. (1999).** ‘‘Proposed a new method for rock slope stability analysis with modification of Q system,’’ MSc thesis, Tarbiat Modres University, Tchran Iran, (in Persian).
- Amar S. and Jézéquel J.F., (1998).** Propriétés mécaniques des sols déterminées en place – Essais pénétrométriques, vol. C220, Paris, coll. « Techniques de l’ingénieur – Traité constructions ».
- Antoine Pierre et Fabre Denis (1980)** ‘Géologie appliquée au génie civil’ transportation research board <https://worldcat.org/isbn/2225658803>.
- Arbaoui H., (2003).** Mesure de la déformabilité des sols en place avec un pénétromètre. Université Blaise Pascal- Clermont Ferrand, Thèse doctorale, pp 204. *Arbeiten der Deutschen Landwirtschaftlichen Gesellschaft* 98, 59-78.
- Aretouyap Z., Kemgang F. E. G., Kana Domra J., Bisso D., Njandjock Nouck P., (2021).** Understanding the occurrences of fault and landslide in the region of West-Cameroun using remote sensing and techniques. Springer Nature remains neutral with regard to jurisdictional claims in published maps and institutional affiliations. 2021 Natural Hazards <https://doi.org/10.1007/s11069-021-04890-8>.
- Ashraf R., Prasad S. N. and George K.P., (2004).** Dynamique cône pénétration résistance of soils - theory and evaluation. Geo Trans 2004 Los Angeles, Californie.
- Assako-Assako R.J., (1997).** Eléments pour un système d’information géographique urbain : Rapport d’étude, 61p.
- Aussedat G., (1907).** Sollicitations rapides des sols. Université de Grenoble, Faculté de sciences, Thèse doctorale.
- Avor géotechnique, (2010).** Essai de pénétration dynamique de type A – sondage au pénétromètre dynamique type B (NF P 94-114 – NF P 94-115).
- Avor géotechnique, (2011).** Techniques d’investigations : sondages et essais mécaniques in situ.
- Azimi C., Desvarreux P., Giraud A., Martin-Cocher J., (1982).** ‘‘Méthodes de calcul de la dynamique des chutes de blocs. Application à l’étude du versant de la montagne de la Pale (Vercors).’’ Bulletin de liaison des L.P.C., 122, novembre-décembre., pp 93-102.

- Balesdent, J., (1996).** Un point sur l'évolution des réserves organiques des sols de France. Etude et gestion des sols 3(4) :245-260.
- Barton N., (2002).** 'Some new Q-value correlations to assist in site characterization and tunnel design,' International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. 39, 185–216, 2002.
- Barton N., Lien R., Lunde J., (1974).** 'Engineering Classification of Rock Mass for the Design of Tunnel Support.' NGI Publication 106, Oslo. Rock Mechanics 6: No 4: 189-236, 1974.
- Barton, N., (1974).** 'A review of the shear strength of filled discontinuities in rock' Norwegian Geotechnical institute 38 p. ISSN: 0078-1193 <https://worldcat.org/isbn/00781193>.
- Basahel H. and Mitri H., (2017).** 'Application of rock mass classification systems to rock slope stability assessment: A case study.' Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, Volume 9, Issue 6, December 2017, Pages 993-1009.
- Bekoa E., (1993).** Etude Pétrologique et géochimique d'une couverture pédologique sur gneiss en zone forestière de l'extrême Sud-Cameroun : Relation avec la dynamique du fer. Université de Yaoundé I, thèse doctorale.
- Benz Navarrete M. A., (2009).** Mesure dynamiques lors du battage pénétromètre Panda 2. Chemical and Process Engineering. Université Blaise Pascal- Clermont- Ferrand II, Thèse doctorale.
- Bhasin R., Kaynia A.M., (2004).** 'Static and dynamic simulation of a 700-m high rock slope failure in Western Norway.' Engineering Geology 71 (3e4), 213e226, 2004.
- Bieniawski Z.T., (1973).** Engineering classification of jointed rock masses: Transaction of the South African Institution of Civil Engineers, v. 15, 1973, pp. 335-344.
- Bieniawski Z.T., (1976).** Rock Mass Classification in Rock Engineering, in Bieniawski, Z.T., ed., Symposium on exploration for rock engineering, Balkema: Rotterdam, 1976, pp. 97-106.
- Bieniawski Z.T., (1989).** 'Engineering rock mass classifications: a complete manual for engineers and geologists in mining, civil, and petroleum engineering: New York, Wiley, xii, 251 1989, pp. 329-336.
- Bigot G., (1997).** Les essais et sondages de pénétration. Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées – 207–REF. NIT 4105- PP. 112-115.

- Bilong P., Abane A. et Belinga E., (1982).** Etude cartographique des processus morpho-climatiques et pédologiques du secteur Sud-ouest de Yaoundé. Université de Yaoundé, Faculté des sciences.
- Bishop A.W., (1955).** The use of the slope circle in the stability analysis of slope. *Geotechnique*, 10, 129-150 1955. <https://doi.org/10.1680/geot.1955.5.1.7>.
- Bishop A.W., (1971).** "The influence of progressive failure on the choice of the method of stability analysis," *Géotechnique*, 21 (2), pp. 168-172, 1971.
- Bishop A.W., Donald I.B., (1961).** "The experimental study of partly saturated soils in the triaxial apparatus," *Proc. 5th Int. Conf. on Soil Mechanics, Paris*, 1, pp. 13-21, 1961.
- Bishop A.W., Morgenstern N.R. (1960).** "Stability coefficients for earth slopes." *Geotechnique*, 10, pp. 50-129, 1960.
- Braudo S., (2018).** "Conseiller honoraire à la Cour d'appel de Versailles," 2018.
- BRGM., (2004).** Bureau de Recherches Géologiques et Minières. Ceysnac (43)., Glissement de terrain sur la route des Vignaux Hauts, commune de Ceysnac (43)., Avis et recommandations. Document public, BRGM/RP -53610-FR.
- Briot C., et Vacquant C., (1869).** "Elements de géométrie descriptive," Paris, Hachette, 1869, 140p. p.122.
- Bureau of Indian Standards, IS 1893 (Part 1): (2002).** "Indian Standard Criteria for Earthquake Resistant Design of Structures" Part 1 General Provisions and Buildings (Fifth Revision) 2002.
- Ceryan N., Kesimal A., Ceryan S., (2018).** "Chapter 13 - Probabilistic Analysis Applied to Rock Slope Stability: A Case Study From Northeast Turkey." *Integrating Disaster Science and Management. Global Case Studies in Mitigation and Recovery 2018*, Pages 221-261.
- Chaigneau L., (2001).** Caractérisation des milieux granulaires de surface à l'aide d'un pénétromètre. Université Blaise Pascal - Clermont-Ferrand, thèse doctorale.
- Chang W., Wang P., Wang H., Chai S., Yu Shiyang Xu Y., (2021).** Simulation of the Q2 loess slope with seepage fissure failure and seismic response via discrete element method. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment* 80:3495–3511 <https://doi.org/10.1007/s10064-021-02139-z>.
- Charles J. A. et Soares M. M., (1984).** "Stability of compacted rockfill slopes," *Géotechnique*, 34, N° 1.

- Chen K., Song Y., Zhang Y., Xue H., Rong J., (2021).** Modification of the BQ system based on the Lugeon value and RQD: a case study from the Maerdang hydropower station, China”. Bulletin of Engineering Geology and the Environment 80:2979–2990. <https://doi.org/10.1007/s10064-021-02151-3>.
- Cioca Marius, Lucian-Ionel Cioca, Sabin-Corneliu Buraga (2008).** ‘SMS disaster alert system programming’ 2<sup>nd</sup> IEEE international Conference on Digital Ecosystems and Technologies, 260-264, 2008.
- Closset L., et Wojtkowiak F., (1993),** ‘‘Géotechnique appliquée à la sécurité des exploitations à ciel ouvert en terrain alluvionnaires,’’, R 36818.
- Colas Pilot, (1976).** ‘Description et classification des glissements de terrain’ BULL. LIAISON LAB. PONTS CHAUSS. ; FR. ; 1976, P. 21A30.
- Costet et Sanglerat G., (2011).** ‘‘Cours pratique de mécanique des sols, Tome1-Plasticité et calcul des tassements,’’ Paris Ed, Dunod. 4<sup>ème</sup> édition Paris, 2011 ISBN 978-2-10-056168-1.
- Deere D.U., (1963).** ‘‘Technical description of rock cores for engineering purposes.’’ Fels mechanik und Ingenieur geologie, vol.1, No 1, pp. 16-22.
- Degoutte and Royet, (2009).** Aide-mémoire de mécanique des sols, réédition 2009, 11p.
- Durville J. L., Sève G., (1996).** ‘‘Stabilité des pentes : Glissement en terrain meubles.’’ Techniques de l’ingénieur, C254.
- Durville J.L., Héraud H., (2001).** ‘‘Description des roches et des massifs rocheux’’ Technique de l’ingénieur, traité construction.
- Dyke G. P., (2006).** ‘‘A Quantitative Correlation Between the Mining Rock Mass Rating And In Situ Rock Mass Rating Classification Systems.’’ Master Dissertation. University of the Witwatersrand, Johannesburg.
- Einstein H.H., Veneziano D., Baecher G.B., O’reilly K.J., (1983).** ‘‘The effect of discontinuity persistence on rock slope stability.’’ Int J Rock Mech Min Sci 20 :227-236.
- Faure R.M., (2000).** ‘‘L’évolution des méthodes de calcul en stabilité de pentes,’’ Partie I, méthodes à la rupture, Revue Française de Géotechnique, 92 (3).
- Faure R.M., (2001).** ‘‘L’évolution des méthodes de calcul en stabilité de pentes,’’ Partie II, méthodes à la rupture, Revue Française de Géotechnique, 92 (3).

- Fellenius W., (1927).** ‘‘Erdstatische berechnungen mit reibung und kohaesion. ’’ Berlin, Ernst.
- Fellenius W., (1936).** Calculation of stability of earth dams. In: TRANS. 2<sup>nd</sup> CONGRESSO ON LARGE DAMS, 4; Washington, v.4, 445 p.
- Fereidooni, D., Reza. G. and Heidari, M., (2015).** ‘‘Assessment of a Modified Rock Mass Classification System for Rock Slope Stability Analysis in the Q-system.’’ Earth Sciences Research Journal. 19(2) 147 – 152.
- Feuga B. et Wojtkowiak F., (1987).** ‘Sécurité de l’exploitation à ciel ouvert en sol alluvionnaire. Revue de l’Industrie Minérale- Mines et Carrières, octobre 1987, pp. 1 à 8.
- Flageollet J. C. (1989).** ‘The time dimension in the study of mass movements’ Geomorphology Volume 15, Issues 3–4, April 1989, Pages 185-190 Add to Mendeley [https://doi.org/10.1016/0169-555X\(95\)00069-H](https://doi.org/10.1016/0169-555X(95)00069-H).
- Fry J.J., and Vezole P., (1992).** ‘‘Stabilité des talus cas des sols à critère de résistance parabolique approche cinématique de calcul de rupture,’’ Ann. Inst. Tech. Bat. Trav. Pub., N° 503.
- Gill Denis E., Leite M. H. et Corthésy R., (2002).** ‘‘Les instabilités structurales guide d’analyse par stéréographie et de calcul des ancrages. Rapport technique.’’ EPM-RT-2002-05.
- Gokceoglu, C., and Sezer E., (2009).** ‘‘A statistical assessment on international landslide literature (1945–2008)’’, Landslides, 6 (4), 345–351.
- Google Map.** Septembre 2021.
- Hacar B., Bollo F. et HACAR R., (1977).** ‘‘Bodies falling down on different slopes. Dynamic study.’’ Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech. Found. Enq (2), pp 91-95, Tokyo.
- Hoek E., (1992).** Keynote lecture: Support design for hard rock mining - A progress report. Proc. Int. Symp. on Rock Support, Sudbury, Canada, pp. 3-15.
- Hoek E., and Brown E.T. (1980).** ‘‘Underground excavations in rock.’’ The Institution of Mining and Metallurgy, London, 527 p.
- Hoek E., Read J., Karzulovic A., Chen Z.Y., (2000).** Rock Slopes in Civil and Mining Engineering. International Conference on Geotechnical and Geological Engineering, Melbourne, 1 e 17.

- Hoek E., Read J., Karzulovic A., Chen, Z.Y., (2000).** ‘‘Rock Slopes in Civil and Mining Engineering.’’ International Conference on Geotechnical and Geological Engineering, Melbourne, 1 e 17.
- Houy A., (1986).** ‘‘Dimensionnement des ouvrages en palplanches en acier’’, Paris, 1986.
- Hutchinson D.J., Diederichs M.S., (1996).** ‘‘Cable bolting in underground mines.’’ Bitech Publishers, Ltd.: Richmond, British Columbia, Canada.
- ISRM SUGGESTED METHODS, (1978).** ‘‘Quantitative description of discontinuities in rock masses.’’ Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. 15, 89-97 (1978).
- ISRM. International Society of Rock Mechanics, (1981).** Rock Characterization Testing and Monitoring. Brown, E., Ed., Pergamon Press, Oxford, 211 p. 1981.
- ISRM. International Society of Rock Mechanics, (1985).** Commission on Testing Methods, Suggested Method for Determining Point Load Strength, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. and Geomech. Abstr. 22, 1985, pp.51-60.
- Jagadish K.A., Kripamoy S., Singh T.N., (2017).** ‘‘Static and Dynamic Analysis of Rock Slope – a Case Study’’. Procedia Engineering 191 (2017) 744 – 749.
- Koudery A., (2005).** ‘‘Stabilité des pentes’’ cours réalisé avec le soutien de l’agence Universitaire de la francophonie AUF 2005.
- Lenoble V. J.C., Bollinger V. D., Serpaud B., (2003).** ‘‘Arsenite Oxydation and arsenate determination by the molybdene blue method’ Talanta Volume 61, issue3, 4 Novembre 2003, pages 267-276 [https://doi.org/10.1016/s0039-9140\(03\)00274-1](https://doi.org/10.1016/s0039-9140(03)00274-1).
- Lopez-Carreras C., (1981).** ‘‘Dynamique des déplacements de matériaux sur les pentes naturelles.’’ Thèse de Docteur-Ingénieur, Institut Polytechnique de Lorraine, Nancy.
- M’zoughem K., and Walid C., (2006).** ‘‘Etude géotechnique de la stabilité des talus dans la carrière de Ain el kebira (Sétif),’’ université Ferhat Abbass, Faculté des sciences, département des sciences de la terre. Mémoire de fin d’étude en vue de l’obtention du diplôme d’ingénieur d’Etat en géologie option : géologie de l’ingénieur.
- Mahamadou Idrissa, (2008).** Recherche de corrélations entre essais au pressiomètre et au pénétromètre dynamique de type B. Université d’Artois, Mémoire master.
- Martel F., (1931).** De la culture en Amérique, Paris, Gallimard, 2006, (ISBN 2070779319), p. 335 JOFFRE, Mém., t. 2, 1931, p. 197.

- Masekany A., (2008).** “Stabilité des pentes et saturation partielle : Etude expérimentale et modélisation numérique.” Université de Liège, Faculté des sciences appliquées. Thèse de doctorat en vue de l’obtention du grade de Docteur en science de l’ingénieur.
- Massonnet C., (1972).** “Eléments de statique des constructions.” – Université de Liège.
- Mbadi Omer (2015).** “Cameroun : Douala –Yaoundé par la nationale 3, l’axe du mal”, sur Jeune Afrique, 17 mai 2015.
- Mély-Palette., (1982).** “Dynamique des sols. Simulation d'un éboulement.” Rapport de travail de fin d’études, B.R.G.M., Lyon.
- Mintransport, (2016).** “Plan d’actions du Cameroun pour la mise en œuvre du cadre national pour les services climatologiques (CNSC).” Rapport publié par la direction de la météorologie du ministère des transports du Cameroun pour la prévision météorologique 2016-2020.
- Mohammadi M., and Hossaini M. F., (2017).** “Modification of rock mass rating system: Interbedding of strong and weak rock layers.” Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering Volume 9, Pages 1165-1170.
- Mukenga, (2013).** “Evaluation de la stabilité d’une zone à risque colonisée par un habitat spontané : cas d’Eloumden (département du Mfoundi).” Mémoire de fin d’étude en vue de l’obtention du diplôme d’ingénieur d’Etat en Géosciences des formations superficielles option : Sciences Géotechniques et Hydrotechniques.
- Njandjock N. P., Miyem D., Aristide Binyam-bi-Mpeck, Atangana Q. Y., Simon Ngos, (2013).** ‘Electrical and Geological Investigations to Conduct Petrophysical Study in Douala-Cameroon Sedimentary Basin Journal of Geology’ Vol.3 No.4(2013), Article ID:35136,5 pages <https://doi.org/10.4236/ojg.2013.34031>.
- Njandjock N. P., (2021).** Note de cours de géo mécanique de master 2. Physique de l’Environnement Terrestre. Laboratoire de Géophysique et Géo-exploration. Département de Physique. Faculté des Sciences, UY1. Cameroun.
- Njock M. C., Meli’i J. L., Koffi P. Y., Mbouombouo N.I., Tamto H. L. W., Arétouyap Z., Manguelle-Dicoum E., Njandjock Nouck P., (2021).** Influence of natural discontinuities and mechanical properties on the fragmentation of marble blasting in Central Africa Environmental Earth Sciences 80:616 <https://doi.org/10.1007/s12665-021-09916-9>.
- U.N., (2018).** Sustainable Developpment GOALS, 2018. <https://unece.org/>.

- Palmstrøm A., (1975).** Characterization of degree of jointing and rock mass quality. Internal Report. Ing. A. B. Berdal A/S, Oslo, 1975, pp. 1-26.
- Palmstrøm A., (1982).** The volumetric joint count -a useful and simple measure of the degree of jointing. Proc. int. Congr. IAEG, New Delhi, 1982, pp. V.221 -V.228.
- Panet M., (1976).** La mécanique des roches appliquée aux ouvrages de génie civil; Association Amicale des Ingénieurs Anciens Elèves de l'École Nationale des Ponts et Chaussées. 235 p.
- Pariseau Z.G. et Voigth Barry, (1979).** 'Rockslides and avalanches: basic principles, and perspectives in the realm of civil and mining operations' Developments in Geotechnical Engineering 14,1-94,1979. <https://doi.org/10.1016/B978-0-444-41508-0.50008-9>.
- Philipponnat G. et Hubert B., (2000).** Fondations et ouvrages en terre, Deuxième tirage 2000, 576p.
- Pi lot G., (1988).** " Mécanique des sols et géotechnique" tiach stabilité des pentes c 254 1988.
- Priest SD., (1993).** Discontinuity analysis for rock engineering. London: Chapman & Hall.
- Rasyikin Roslan, Rohayu Che Omar, Intan Nor Zuliana Baharuddin, Warishah Abdul Wahab, Faten Syaira Buslima, (2019).** "Application of Slope Mass Rating System In Slope Stability Class Evaluation" International of Engineering and Advanced Technology (IJEAT) ISSN: 2249-8958, Volume-9, Issue-1, Octobre 2019.
- Reid J. B., Mark Eddy J., Rebecca Ann Fetrow, Mike Stoolmiller, (1999).** 'Description et impacts immédiats d'une intervention préventive pour les problèmes de conduite' Première publication:01 août 1999 <https://doi.org/10.1023/A:1022181111368>.
- Romana M., (1985).** "New Adjustment Rating for Application of Bieniawski Classification to Slopes." Int. Sym. On The Role of Rock Mechanics. Zacatecas. 49 -53.1985.
- Romana M., (1993).** A geomechanical classification for slopes: Slope Mass Rating. In: J.A., Hudson (Ed.), Comprehensive Rock Engineering. Pergamon Press, London 1993, p. 3 – 45.
- Romana M., Serón J.B., Montalar E., (2003).** SMR Geomechanics classification: Application, experience and validation, in: Merwe, J.N. (Ed.), Proceedings of the 10th Congress of the International Society for rock mechanics, ISRM 2003–Technology roadmap for rock mechanics, South African Institute of Mining and Metallurgy, pp. 1-4.

- Rotaru Ancuta, Daniel Oajdea, Paulică Răileanu (2007).** ‘Analysis of the landslide movements’ international journal of geology 1 (3), 70-79.
- Savard M., and Laflamme J.F., (2004).** ‘ ‘ Concepts généraux de la surveillance électronique des ponts routiers au ministère des Transports du Québec [archive]’ ’ ; Exposé fait au Congrès annuel de 2004 de l’Association des Transports du Canada à Québec (Québec)|PDF, 23 pages.
- Schlosser F., and Unterreiner P., (2016).** Renforcement des sols par inclusions, Techniques de l’ingénieur.
- Shout H., (2007).** Doctorat d’Etat de l’Université de Paris VI – septembre 2007.
- Singh B., and Goel R.K., (2011).** “Rock Mass Rating.” In book: Engineering Rock Mass Classification, pp.45-62. 2011.
- Singh B., and Goel R.K., (2011).** Rock Mass Rating. In book: Engineering Rock Mass Classification, pp. 45-62.
- Song, Young-Suk, Won-Pyo H. and Kyu-Seok Woo (2012).** Behavior and analysis of stabilizing piles installed in a cut slope during heavy rainfall. Engineering Geology 129: 56- 67.
- Vandenbeusch M., and Wojtkowiak F., (1992).** ‘ ‘La prise en compte de l’eau et la prévision des exhaures en mines et carrières.’ ’ Revue de l’industrie minière, mines et carrières, pp. 1 à 8.
- Wenbin C., Ping W., Huijuan Wang, Shao F. C., Yifan Yu S. X. (2021).** ‘ ‘Simulation of the Q<sub>2</sub> loess slope with seepage fissure failure and seismic response via discrete element method’ ’ Bulletin of Engineering Geology and the Environment (2021) 80:3495–3511 <https://doi.org/10.1007/s10064-021-02139-z>.
- Yonta N. C., (2010).** ‘ ‘Le contexte géologique des indices de talc de la région de boumnyebel (chaîne panafricaine d’Afrique centrale, Cameroun).’ ’ Sciences de la terre. Thèse de doctorat soutenue à l’université Henry Pointcarré-Nancy 1, Français.
- Zaruba, Q. et Mencl, V. (1969).** Les glissements de terrain et leur contrôle, Elsevier, Amsterdam.

ANNEXE

LISTE DE PUBLICATION ISSUE DE CETTE THESE

**Ibrahim Mbouombouo Ngapouth**, Jorelle Larissa Meli'i, Marthe Mbond Ariane Gweth, Blaise Pascal Gounou Pokam, Yvonne Poufone Koff, Michel Constant Njock, Michel André Pouth Nkoma, Philippe Njandjock Nouck (12 Mai 2022). Analysis of safety factors for roads slopes in Central Africa. *Engineering Failures Analysis*, <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2022.106359>. Elsevier Impact Factor: **3,733**. De qualité Q1.



## Analysis of safety factors for roads slopes in central Africa

Ibrahim Mboumbouo Ngapouth, Jorelle Larissa Meli'i,  
Marthe Mbond Ariane Gweth, Blaise Pascal Gounou Pokam, Yvonne Poufone Koffi,  
Michel Constant Njock, Michel André Pouth Nkoma, Philippe Njandjock Nouck\*

Department of Physics, University of Yaounde I, Cameroon

### ARTICLE INFO

#### Keywords:

Slope-stability  
Gneiss  
Safety Factor (FS)  
Researchers-engineers-analysis  
Central Africa

### ABSTRACT

Analysis of slope stability has been a challenge for researchers and engineers since the 17th century with Hooke. This paper used geometric, kinematic and seismic methods to analyse the stability of selected slopes cut into the gneiss of important roads connecting Central Africa countries, subjected to particle and block falls. The selected slopes were also studied to verify the factor on which engineers base their design. The results show that the angles are sharp and that the selected slopes are unstable, made in gneiss with a diptic state and a particle acceleration of  $1.57 \text{ km/s}^2$ , confirming that the slopes are sensitive to falling particles. This study also shows that, in a moderately active seismic zone in Central Africa, slopes cut into fractured gneiss are generally unstable and engineers must also consider FS. To make these slopes more stable, they can be plastered, trenched or cut at angles  $<10^\circ$ .

### 1. Introduction

The problems of falling rocks date back to Hooke's time in the 17th century. They affect many regions in the world and more precisely in Central Africa where some countries, without maritime space, can only access the port area through the Douala - Bangui - Ndjamenas corridors linking Cameroon to the Central African Republic and Chad, and then the Douala - Wéso - Ebebiyin corridors linking Cameroon to Congo, Gabon and Equatorial Guinea Fig. 1. According to the United Nations (UN) [1], these corridors are very dangerous, with slope instability due to falling gneiss rock blocks and collapsing embankments, and are the site of numerous accidents causing considerable loss of lives and properties Fig. 2 in [2,1]. The work of [3–5] show that knowledge of the chemical, geometric, geological, climatic and mechanical properties of slopes is essential for their stability. One of the methods used to assess the stability of slopes and designs of mitigation measures in geotechnical engineering is the rock mass classification system [6–8]. Currently, the methods of slope instability analysis mainly include the pseudo-static method, the New mark sliding displacement method, the physical simulation method and the numerical simulation method [9–11]. In this study [4,6,9,12–16], the geometrical angle, the bulk modulus, the particles acceleration, the nature of discontinuities, the discontinuity spacing, the groundwater condition, the Rock Quality Designation (RQD), the Rock Mass Rating (RMR), the Slope Mass Rating (SMR), the Safety Factor (FS) and the Q-index were investigated to verify the factor on which engineers rely for the realization of slopes of road corridors in Central Africa.

*Abbreviations:* RMR, Rock Mass Rating; RQD, Rock Quality Designation; SMR, Slope Mass Rating; SRF, failure (Strength/Stress); UN, United Nations; UCS, Strength of Intact Rock Material; FS, Safety Factor; JCS, the compressive strength of the joints (MPa).

\* Corresponding author.

*E-mail address:* [pnnouck@yahoo.com](mailto:pnnouck@yahoo.com) (P. Njandjock Nouck).

<https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2022.106359>

Received 22 November 2021; Received in revised form 15 March 2022; Accepted 26 April 2022

Available online 10 May 2022

1350-6307/© 2022 Elsevier Ltd. All rights reserved.

## 2. Site condition and method

### 2.1. State of the site or state of the land

The Douala - Bangui - Ndjamenas and Douala - Weso - Ebebiyan roads link the Central African Republic, Chad, Congo, Gabon and Equatorial Guinea to the Cameroon port area (Fig. 1). These roads cross volcanic, plutonic, sedimentary and metamorphic formations generally covered by layers of clay and laterite of varying thicknesses Fig. 3. The metamorphic formations are essentially made up of more or less fractured and consolidated gneissic rocks. The angles of the slopes vary between 25° and 82° to the plane of slope, making

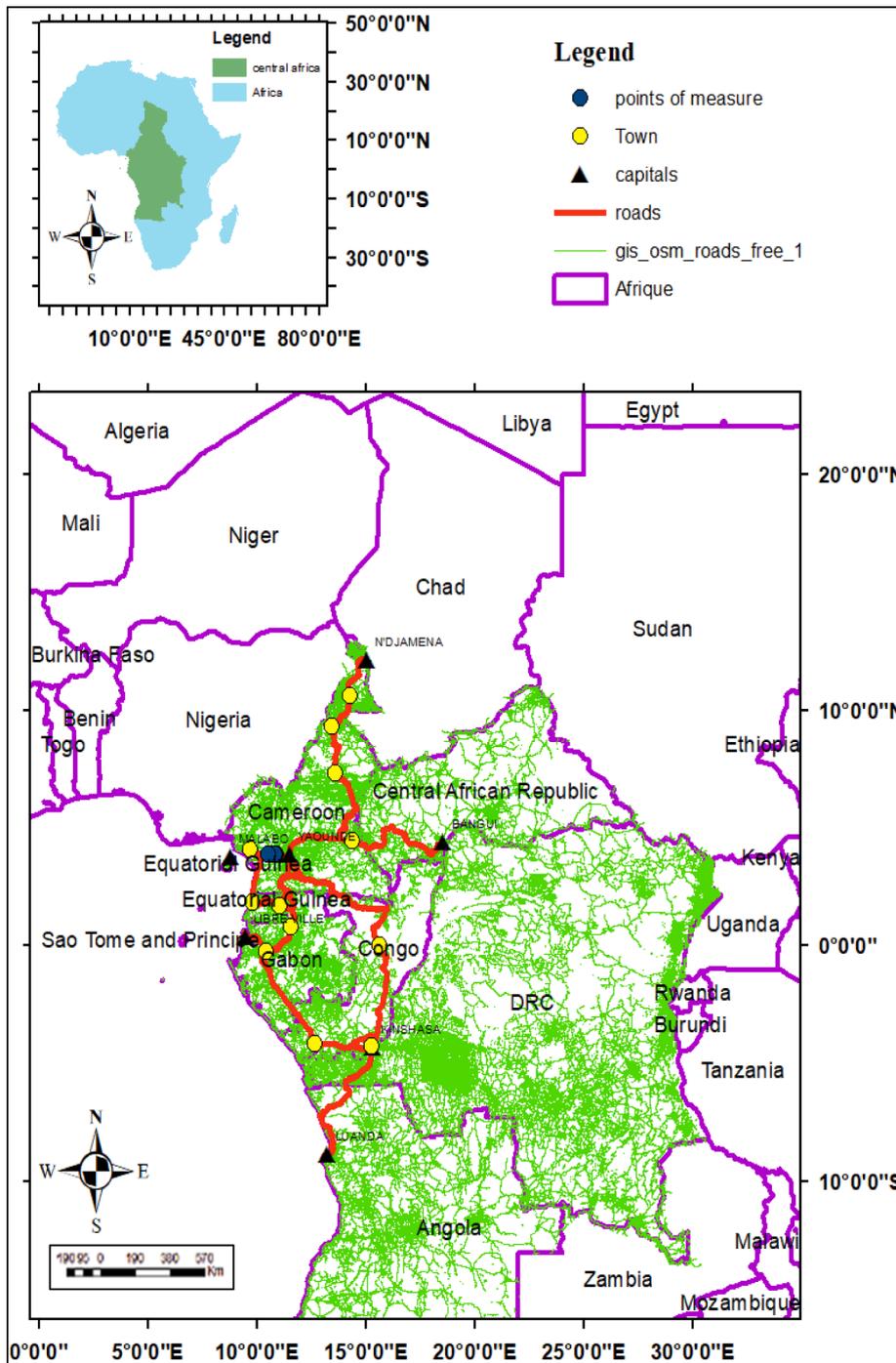


Fig. 1. Central Africa principal roads map.

them acute (Table 1).

## 2.2. Method

The methodology consists of a kinematic and seismic analysis of the slopes along these corridors. For this purpose, ten slopes subject to rock blocks fall were targeted and gridded according to their cracking, the state of water flow, the alteration of the gneissic rock and the size of the blocks (Table 1). As the slopes are sometimes very cracked, they have been subdivided into  $1 \times 1 \text{ m}^2$  areas in order to identify the majority trends.

### 2.2.1. Rock Mass Rating (RMR)

The Rock Mass Rating (RMR), also known as the geo-mechanical classification, has been modified and has become the international standard for determining rock mass weighting. This classification of the rock mass was developed by [10,13,16,17]. Table 2 shows the main parameters and the control parameter that make up the RMR whose steps to arrive at the latter are illustrated in Fig. 4.

**2.2.1.1. Strength of intact rock material ( $R_1$ ).**  $R_1$  is the rating on the resistance of intact material which varies between 0 and 15 depending on the value of the resistance. Table 2 shows the different strength values for intact materials and their ratings as proposed by [17,18]. In laboratory tests, the unconfined compressive strength obtained is  $<1 \text{ MPa}$  for slopes number 3 and 4; ranges between  $[1,5] \text{ MPa}$  for slopes number 1, 2 and 5, and between  $[5,25] \text{ MPa}$  for others. Therefore, the rating of the parameter “Strength of intact rock material” is equal to 0, 1 and 2 respectively.

**2.2.1.2. Rock quality designation (RQD) ( $R_2$ ).** In order to quantify rock quality from drill core [19], developed the concept of RQD (Eq. (1)). RQD is defined as the percentage of intact core pieces longer than 100 mm (4 in.) over the total length of a 54.7 mm (2.15 in.) diameter core as shown in Fig. 5 [20].

$$RQD = \left( \sum \text{length of bodies in place} > 10 \text{ cm} / \text{total length of the body} \right) \times 100 \quad (1)$$

Ref. [13] showed that, the RQD can be estimated from the number of discontinuities per unit volume, which are exposed on outcrops or exploration adits, using Eqs. (2)–(4) for rock masses without clay:

$$RQD = 115 - 3.3J_V \quad (2)$$

$$RQD = 0 \text{ if } J_V > 35 \quad (3)$$

$$RQD = 100 \text{ if } J_V < 4.5 \quad (4)$$

$J_V$  given by Eq. (5), represents the number of joints per cubic meter.

$$J_V = \sum 1/\bar{S} \quad (5)$$



**Fig. 2.** Recent naturel hazards occurred in the region. Photos of the scarped terrain a. populations searching survivors in the rubble of the landslide b. extracting corpses from debris c. open fault observed in Bafoussam d [2].

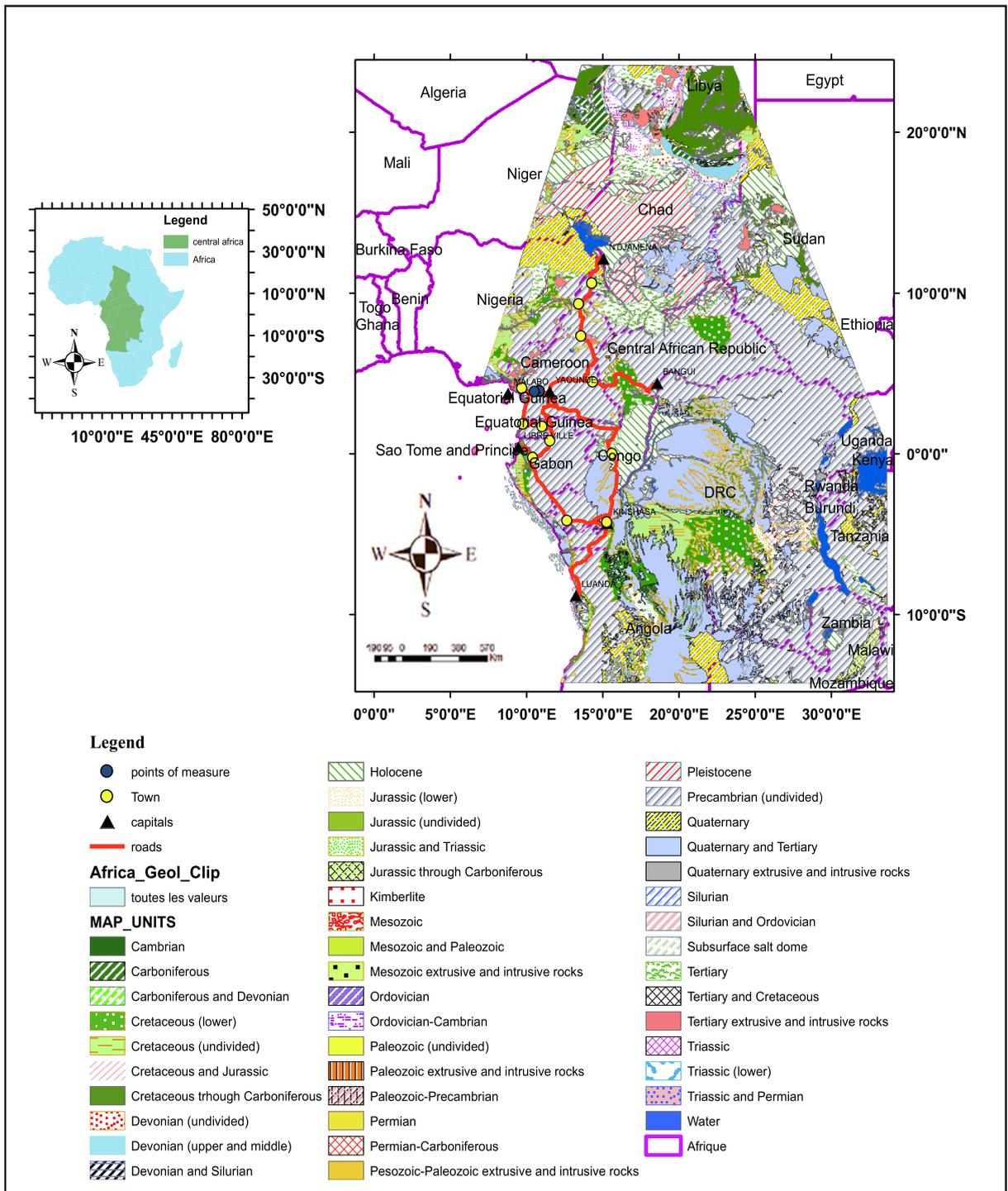


Fig. 3. Central Africa geological map.

$\bar{s}$  is the average spacing (not the modulus) for each joint family.

As the slopes are sometimes very long and high, reconnaissance inspections were first carried out in the field and areas where there were visible or possible rock falls and particles as well as areas where the slopes were visibly much fractured were pre-selected. Focusing mainly on these areas, 50 grids of approximately  $1 \times 1 \text{ m}^2$  on each slope were investigated and a statistical study was used to identify the most fractured areas. The average joint spacing for each grid and slope was measured. Data from the most fractured areas were used to calculate RQD, RMR, SMR, Q and FS.

**Table 1**  
The average joint spacing.

Rock Slope No°	Lithology type	Slope Length (m)	Slope height (m)	Slope face angle (deg,)	Dip (°)	Dip Direction (°)	Persistence of joint (m)	Mean spacing of joints (m)	Joint Opening (m)
1	Gneiss	200 ±1	9.5 ±0.1	75 ±1	59 ±1	120 ±1	0.40 ±0.01	0.28 ±0.01	0.10 ±0.01
2	Gneiss	200 ±1	7.2 ±0.1	75 ±1	30 ±1	40 ±1	0.750 ±0.01	0.23 ±0.01	0.90 ±0.01
3	Gneiss	95 ±1	6.0 ±0.1	55 ±1	50 ±1	50 ±1	5.20 ±0.01	0.25 ±0.01	0.80 ±0.01
4	Gneiss	150 ±1	3.5 ±0.1	80 ±1	70 ±1	75 ±1	3.30 ±0.01	0.69 ±0.01	0.50 ±0.01
5	Gneiss	95 ±1	6.5 ±0.1	82 ±1	25 ±1	60 ±1	8.00 ±0.01	0.54 ±0.01	1.10 ±0.01
6	Gneiss	200 ±1	18.0 ±0.1	50 ±1	85 ±1	215 ±1	1.05 ±0.01	0.32 ±0.01	0.30 ±0.01
7	Gneiss	100 ±1	17.0 ±0.1	40 ±1	83 ±1	165 ±1	1.05 ±0.01	0.35 ±0.01	0.45 ±0.01
8	Gneiss	450 ±1	19.0 ±0.1	30 ±1	38 ±1	175 ±1	6.00 ±0.01	0.45 ±0.01	0.20 ±0.01
9	Gneiss	250 ±1	14.0 ±0.1	25 ±1	49 ±1	98 ±1	5.32 ±0.01	0.35 ±0.01	0.40 ±0.01
10	Gneiss	150 ±1	16.0 ±0.1	71 ±1	25 ±1	152 ±1	7.54 ±0.01	0.68 ±0.01	0.70 ±0.01

Using Eqs. (1) and (2), the RQD are computed and presented in Table 3. With reference to Tables 2 and 3, the ratings of RQD  $R_2$  are 13 for slopes number 6 and 7 and 20 for the others. Eq. (5) gives the values for the number of joints per cubic meter (Table 4). Fig. 6 shows the different geological profiles of the 10 slopes.

**2.2.1.3. Spacing of discontinuities ( $R_3$ ).** The spacing of the discontinuities based on the linear distance between two neighboring traces is measured in meters (m) Table 1. In this table, the critical joint set spacing is 0.23 m from slope number 7 corresponding to the shortest distance between joints. Therefore, from Table 2 the rating of the discontinuity spacing parameter  $R_3$  is 10 according to [9].

**2.2.1.4. Condition of discontinuities ( $R_4$ ).** Table 1 shows that, in situ, the discontinuities at the rock level are averagely separated by a slightly hard distance of <1 mm at the walls. According to [9] Table 2, the ratings of the discontinuity conditions  $R_4$  are between 7 and 17.

**2.2.1.5. Groundwater condition ( $R_5$ ).** The conditions on groundwater flow parameters  $R_5$  are such that the rocks are partially wetted and according to Table 2, the ratings on groundwater flow conditions are 4 and 7.

The sum of the indices of the above five parameters gives rise to the rock mass coastline given by Eq. (6), the values of which are given in Table 5.

$RMR_{basic}$  = sum of the scores of the five ranked parameters.

$$RMR_{basic} = R_1 + R_2 + R_3 + R_4 + R_5 \quad (6)$$

### 2.2.2. Slope Mass Rating (SMR)

Ref. [14] developed an extension of the RMR system called “Slope Mass Rating” (SMR), for use in rock slope engineering. It includes new adjustment factors for joint orientation and blasting/excavation to the RMR system for slopes as shown in Eq. (7) [21].

$$SMR = RMR_{basic} + (F_1 \times F_2 \times F_3) + F_4 \quad (7)$$

$$F_1 = (1 - \sin A)^2 \quad (8)$$

$F_1$  is the difference between the face of the slope and the limit of the critical discontinuity;  $A$  indicates the angle between the blows on the face of the slope and the joints.

$$F_2 = \tan^2 B_j \quad (9)$$

$F_2$  Refers to the angle of joint inclination in the planer failure mode. Its value varies between 0.15 and 1.00 and  $B_j$  indicates the angle of inclination of the joint. For the toggle failure mode, the  $F_2$  value is set to 1.00.

$F_3$  Reflects the relationship between the face of the slope and the angles of inclination of the joints. In planar failure mode,  $F_3$  refers to the probability that, the joints are “daylight” in the slope face. The condition is medium (stable), when the slope face and the joints are parallel. When the slope face is more inclined than the joints, the condition is very unfavorable (daylight). In this work, all values of

**Table 2**  
(A) Geomechanic classification of jointed rock masses base on [9].

Parameter	Range of values								
1.	Strength of intact rock material	Point Load	>10 (MPa)	4–10 (MPa)	2–4 (MPa)	1–2 (MPa)	For this low ranbe, uniaxial compressive test is preferred		
Rating		Strength index					5–25 (MPa)	1–5 (MPa)	<1 (MPa)
2.	Drill corequality (RQD)	Uniaxial Compressive Strength	> 250 (MPa)	100–250 (MPa)	50–100 (MPa)	25–50 (MPa)	2	1	0
Rating			15	12	7	4			
3.	Spacing of discontinuities	90–100	75–90	50–75	25–50	< 25			
Rating		20	17	13	8	3			
4.	Condition of discontinuities	>2 (m)	0,6–2 (m)	200–600 (mm)	60–200 (mm)	< 60 (mm)			
Rating		20	15	10	8	5			
5.	Groundwater	Very rough, surfaces, not continuous, no separation, unweathered	Slightly rough surfaces, separation < 1 mm, slightly weathered wall	Slightly rough surface, separation < 1 mm highly weathered wall	Slicken sided surfaces or gouge < 5 mm or separation 1–5 mm, continuous	Soft gouge > 5 mm or separation > 5 mm continuous			
Rating		30	25	20	10	0			
	Ratio $\frac{JointwaterPressure}{Majorprincipalstress}$	Inflow per 10 m tunnel length (L/min)	None	<10	10–25	25–125	>125		
Rating		General condition	Or	Or	Or	Or	Or		
		0	<0,1	0,1–0,2	0,2–0,5	> 0,5			
		Or	Or	Or	Or	Or			
		Completely	Damp	Wet	Dripping	Flowing			
		15	10	7	4	0			
(B) Rating adjustment for discontinuity orientation.									
Strike and dip orientations of discontinuities			Very Favorable	Favorable	Fair	unfavorable	Very unfavorable		
Rating	Tunnels and Mines		0	–2	–5	–19	–12		
	Foundations		0				–25		
	Slopes		0	–5	–25	–50	–60		
(C) Rock mass classes determined from total ratings.									
Ratings	100–81	80–61	60–41	40–21	<20				
Class no	I	II	III	IV	V				
Description	Very Good Rock	Good Rock	Fair Rock	Poor Rock	Very Poor Rock				
(D) Meaning of rock mass class.									
Class no	I	II	III	IV	V				
Average stand-up time	20 yr for 15 m span	1 yr for 10 m span	1 week for 5 m span	10h for 2.5 m span	30 min for 1 min				
Cohesion of rock mass (kPa)	>400	300–400	200–300	100–200	<100				
Friction angle of the rock mass (°)	>45	35–45	25–35	15–25	<15				

$F_3$  are negative (Table 6).

$F_4$  Refers to the fact that, the adjustment factor for the excavation method has been set empirically. Table 7 gives the different values of adjustment factors according to the joint orientations.

Eq. (7) has allowed to obtain the different values of SMR which are grouped in Table 8, these values have an uncertainty of 0.006. Table 9 provides a ranking of these slopes according to the SMR values.

### 2.2.3. Q-index

The Q-index is estimated from Eq. (10) [22].

$$= (RQD/J_n) \times (J_r/J_a) \times (J_w/SRF) \tag{10}$$

$J_n$  is joint set number or number of discontinuity sets.

$J_r$  is joint roughness number for critically oriented joint set.

$J_a$  is joint alteration number for critically oriented joint set.

$J_w$  is joint water reduction number.

SRF is Stress reduction factor.

The quality of the rock mass according to [23] is represented by 9 classes (Table 10).

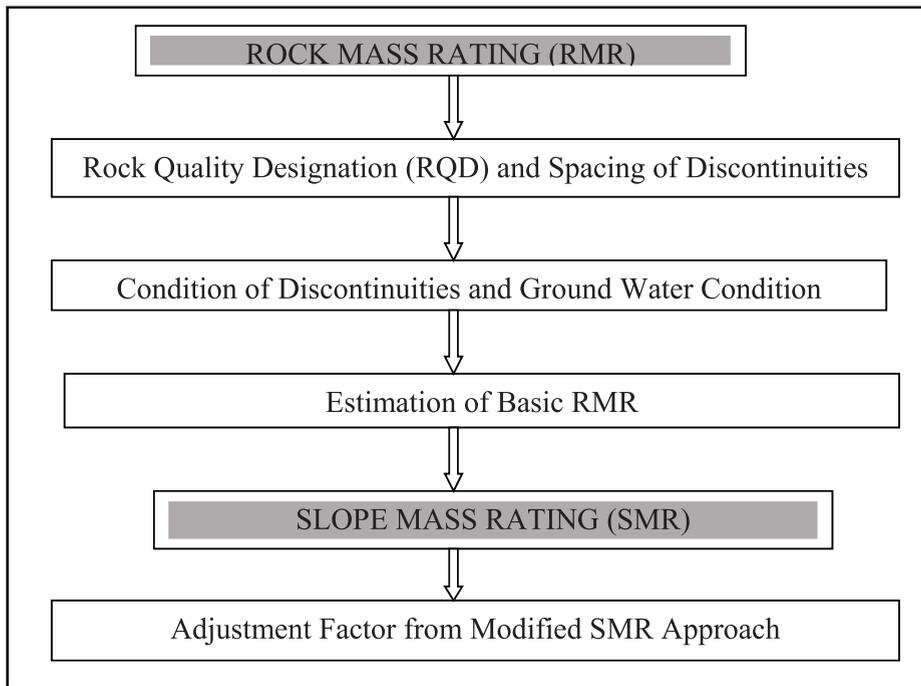


Fig. 4. Methodology of the study [10].

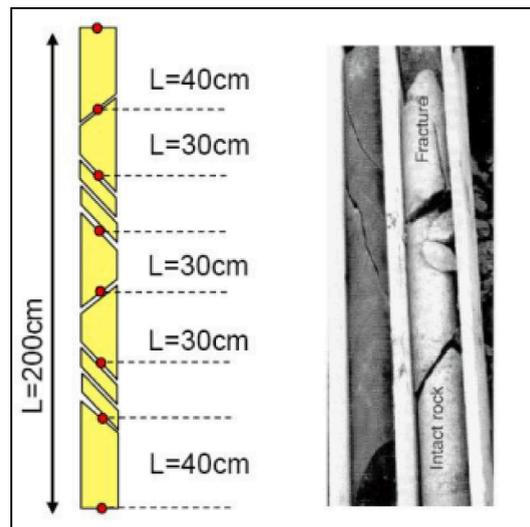


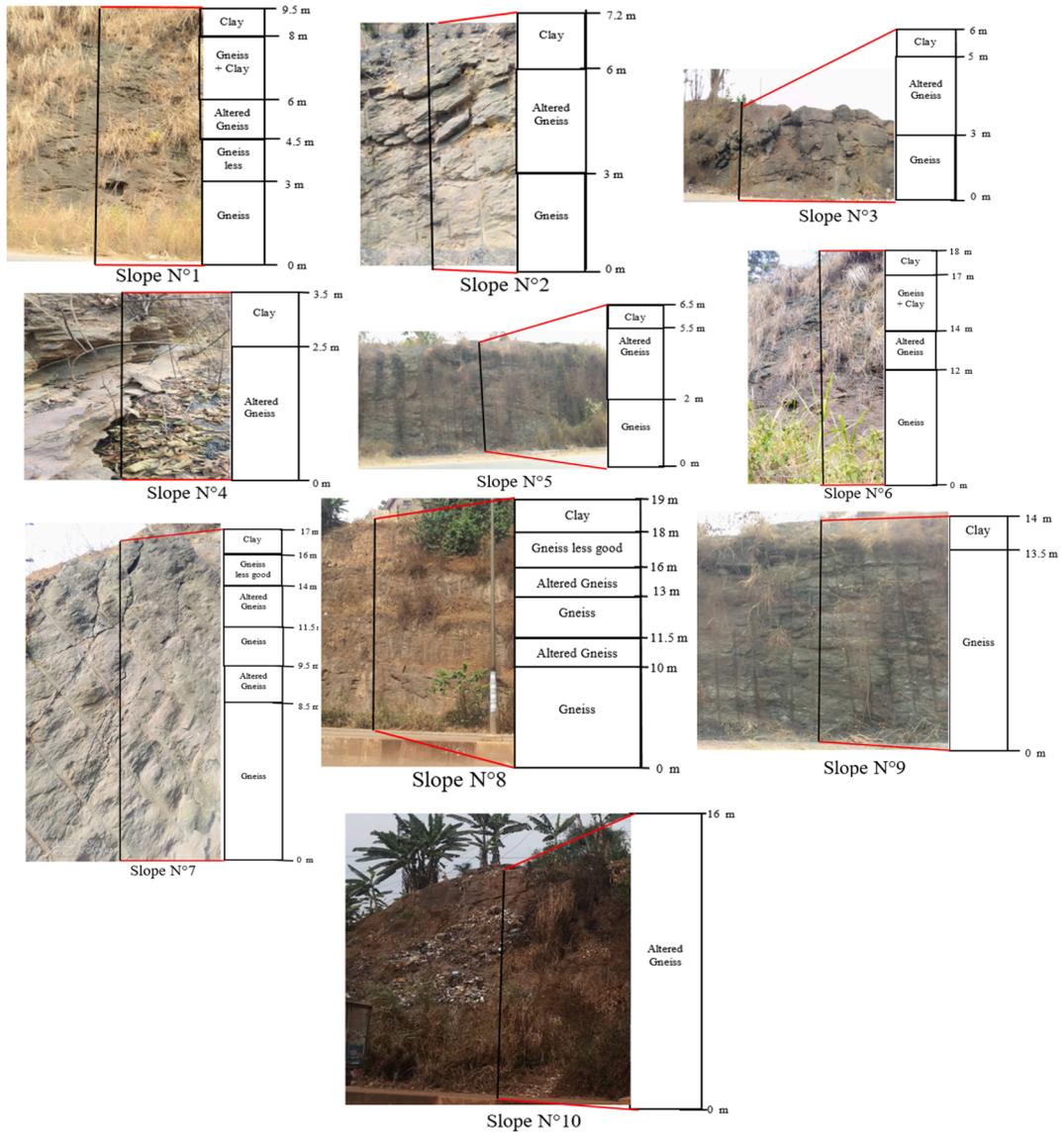
Fig. 5. Procedure for measuring and calculating RQD [19].

**Table 3**  
Different values of RQD according to [19] and according to [13].

Rock Slope N°	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
RQD according to [19]	73	75	96	103	105	53	50	112	99	98
RQD according to [13]	90	101	102	111	103	74	69	97	70	89

**Table 4**  
Description of block sizes according to  $J_v$ . [29].

Description of blocks	$J_v$ (joints $m^{-3}$ )
Very large	< 1
Large	1–3
Medium	10–30
Very small	30–60
Crushed Rock	> 60



**Fig. 6.** Geological profile of the 10 slopes.

Ref. [9] established a relationship between RMR and Q-index given in Eq. (11):

$$RMR = 9Ln(Q) + 44 \tag{11}$$

Modified by [24] into Eq. (12).

$$RMR = 13Ln(Q) + 42 \tag{12}$$

**Table 5**  
The different RMR values.

Rock slope		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
UCS rating (R <sub>1</sub> )		1	1	0	0	1	2	2	2	2	2
RQD rating (R <sub>2</sub> )		20	20	20	20	20	13	13	20	20	20
Discontinuities spacing rating (R <sub>3</sub> )		10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
Discontinuities conditions rating (R <sub>4</sub> )	Persistence	5	3	5	0	0	6	4	5	6	6
	Aperture	5	5	5	5	5	5	6	5	6	6
	Roughness	0	0	5	0	5	5	3	5	3	5
	Infilling	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
	Weathering	0	0	0	0	0	3	5	6	5	5
	Total	12	10	17	7	12	21	20	23	22	24
Ground water rating (R <sub>5</sub> )		4	4	4	4	4	7	7	7	7	7
Discontinuities orientation rating (R <sub>6</sub> )		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
RMR <sub>basic</sub>		47	45	51	41	47	53	52	62	61	63
RMR		47	45	51	41	47	53	52	62	61	63
Rock mass class		C	C	C	C	C	C	C	B	B	B
RMR description		Fair	Good	Good	Good						
		Rock									

**Table 6**  
Values of adjustment factors for different joint orientation [14].

Case of Slope Failure		Very Favorable	Favorable	Fair	Unfavorable	Very Unfavorable
P	$ \alpha_j - \alpha_s $	>30°	30-20°	20-10°	10-5°	<5°
T	$ \alpha_j - \alpha_s - 180 $					
W	$ \alpha_i - \alpha_s $					
P/T/W	$F_1$	0.15	0.4	0.7	0.85	1.0
P	$ \beta_j $	<20°	20-30°	30-35°	35-45°	>45°
W	$ \beta_i $					
P/W	$F_2$	0.15	0.4	0.7	0.85	1.0
T	$F_2$	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
P	$ \beta_j - \beta_s $	>10°	10-0°	0°	0-(-10°)	<-10°
W	$ \beta_i - \beta_s $					
T	$ \beta_j + \beta_s $	<110°	110-120°	>120°	-	-
P/W/T	$F_3$	0	-6	-25	-50	-60

Note: P-planar failure; T-toppling failure; W-wedge failure;  $\alpha_s$ -slope strike;  $\alpha_j$ - joint strike;  $\alpha_i$ - plunge direction of line of intersection;  $\beta_s$ - slope dip and  $\beta_j$ -plunge of line of intersection.

**Table 7**  
Values of adjustment factor  $F_4$  for method of excavation [14].

Method of Excavation	$F_4$ Values
Natural slope	+15
Pre-splitting	+10
Smooth blasting	+8
Normal blasting or mechanical excavation	0
Poor blasting	-8

2.2.4. Factor of safety (FS)

The kinematic study involves the stereographic projection of joints and slopes plotted with Quantum GIS. In order to avoid overloading the stereographs, four major joints in terms of length and opening were considered for each slope (Fig. 7). The safety factors are calculated from the stereographic projections of the slopes using Eq. (13) [25], (14) [26], and (17) [27].

$$F.S = (\sum [C' \Delta l + (W \cos \alpha + P \cos(\alpha - \beta) - u \Delta l \cos^2 \alpha) \tan \varphi'] / (\sum W \sin \alpha - \sum M_P / R)) \tag{13}$$

$$F.S = \sum [C' b + (W + P \cos \beta - ub(1/\cos \alpha) \tan \varphi' / m_\alpha)] / (\sum W \sin \alpha - (\sum M_P / R)) \tag{14}$$

With  $b = \Delta l \cos \alpha$  (15)

and  $m_\alpha = \cos \alpha + (\sin \alpha \tan \varphi' / F.S_{equation(14)})$  (16)

**Table 8**  
SMR values of the studied slope.

Slope N°	RMR	F1	F2	F3	F4	SMR	Class	Stability	Description	Failures	Support	Probability
1	47	0.4	1	-50	8	35	IV	Unstable	Bad	Planar along some joint and many wedge	Importance/ Corrective	60%
2	45	0.4	1	-50	8	33	IV	Unstable	Bad	Planar along some joint and many wedge	Importance/ Corrective	60%
3	51	0.4	1	-50	8	39	IV	Unstable	Bad	Planar along some joint and many wedge	Importance/ Corrective	60%
4	41	0.4	1	-50	8	29	IV	Unstable	Bad	Planar along some joint and many wedge	Importance/ Corrective	60%
5	47	0.4	1	-50	8	35	IV	Unstable	Bad	Planar along some joint and many wedge	Importance/ Corrective	60%
6	53	0.4	1	-60	8	37	IV	Unstable	Bad	Some joints or many wedges	Systematic	60%
7	52	0.15	1	-60	0	43	III	Partially Stable	Normal	Some joints or many wedges	Systematic	40%
8	62	0.15	1	-60	0	53	III	Partially Stable	Normal	Some joints or many wedges	Systematic	40%
9	61	0.15	1	-60	0	52	III	Partially Stable	Normal	Some joints or many wedges	Systematic	40%
10	63	0.15	1	-60	0	54	III	Partially Stable	Normal	Some joints or many wedges	Systematic	40%

**Table 9**  
SMR classes defined by [14,30].

Class	SMR	Description	Stability	Failures	Support	Probability of failure
I	81–100	Very good	Completely stable	None	None	0
II	61–80	Good	Stable	Some blocks	Occasional	0.2
III	41–60	Normal	Partially stable	Some joints or many wedges	Systematic	0.4
IV	21–40	Bad	Unstable	Plannar or big wedges	Importance/ Corrective	0.6
V	0–20	Very bad	Completely unstable	Big planar or soil like	Re-excavation	0.9

**Table 10**  
Quality of the rock mass according to [23].

Ranges of values of the Q coefficient	Quality of the massif
400–1000	Exceptionally good
100–400	Extremely good
40–100	Very good
10 – 40	Good
4–10	Average
1–4	Bad
0.1–1	Very bad
0.01 – 0.1	Extremely bad
0.001 – 0.01	Exceptionally poor

$$FS = \tan\alpha / \tan\phi \quad (17)$$

where  $W$  total weight of the slice,  $\Delta l$  projection of  $b$  on the break line,  $b$  width of the slice,  $C'$  effective soil cohesion  $u$  interstitial pressure,  $\beta$  angle of slope,  $\alpha$  angle between the base of the slice and the horizontal,  $R$ ,  $\varphi'$  effective ground friction angle  $\varphi$  is the shear strength angle in degrees,  $\phi$  is the plane dip in degrees.

### 2.2.5. Seismic analysis

The study of slope stability also involves seismic analysis. Africa in general and Central Africa in particular are subject to seismic shaking. So, seismic analysis of slopes is necessary for their stability. In order to maintain their non-reflective properties, the lateral boundary and base of the model were applied in viscous conditions [28]. Eqs. (18) and (19) were used to calculate the dynamic excitation of the model which is obtained by applying a sinusoidal shear stress to the base and the history of applied shear stresses (Table 11). Also, in Table 11, the Young's modulus, Poisson's ratio (taken from the abacus), density (calculated in the laboratory), shear modulus, S-wave propagation velocity, seismic ground acceleration of the medium, zone frequency, particle propagation velocity (calculated from Eq. (19)), shear constant (calculated from Eq. (18)), rock cohesion and uniaxial compression (taken from the abacus) are presented.

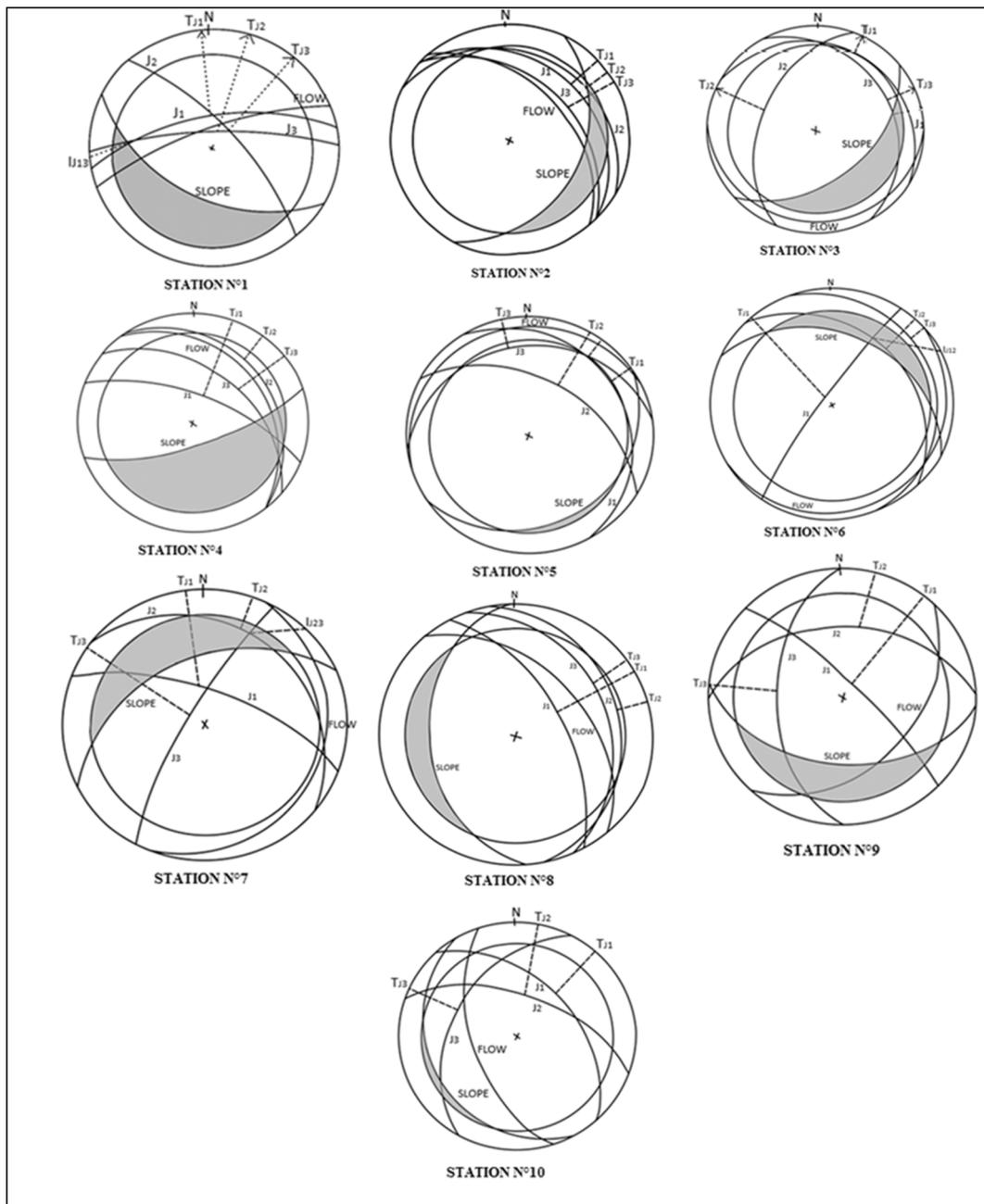


Fig. 7. Kinematic analysis of the slopes of the area.

$$\tau = v_s \times \rho \times v_{max} \tag{18}$$

$$v_{max} = \alpha_{max} / 2\pi f \tag{19}$$

In these equations,  $v_s$  is the shear wave velocity,  $\rho$  is the density of the rock mass,  $v_{max}$  is the velocity of the ground particle,  $\alpha_{max}$  is the maximum ground acceleration and  $2\pi f = \omega$  is the angular velocity. For rock slopes due to seismic vibrations, the most dominant frequency range between 2 and 5 Hz [29]. A frequency of 2 Hz is assumed in the area under consideration. As the area under consideration is located in a seismic zone III [30],

**Table 11**  
Values of shear constants.

		Young's modul (GPa)	Poisson's ratio (GPa)	Volumic mass (g/cm <sup>3</sup> )	Shear Modulus (GPa)	V (km/ s)	Acc. Max. du Sol	F (Hz)	Share speed. of the ground (m/s)	Shear Cont. (MPa)	Cohesion (MPa)	Uniaxial Compressive Strength (MPa)
Gneiss	Max	30.4	0.26	2.84	12.06	2.06	1.57	2	0.13	0.73	18	156
	Mean	21.45	0.28	2.7	8.38	1.76	1.57	2	0.13	0.59	13	138
	Min	12.5	0.3	2.51	4.81	1.38	1.57	2	0.13	0.43	8	120

**Table 12**  
Different values of Q.

Rock Slope No°	Lithology type	Slope heigth (m)	Slope face angle (deg,)	Unite weigth (KN/m <sup>3</sup> )	RQD	Jn	RQD/Jn	Jr	Ja	Jr/Ja	Jw	SRF	Jw/SRF	Q valeur	Q Description
1	Gneiss	9.5	75	26.7	90	3	30	2	1	2	1	5	0.2	9	Moderately Good
2	Gneiss	7.2	75	25.7	101	3	33.67	1	2	0.5	1	3	0.33	5.6	Moderately Good
3	Gneiss	6	55	27.8	102	2	51	1	1	1	1	5	0.2	10.2	Good
4	Gneiss	3.5	80	26.4	111	2	55.5	1.5	2	0.75	1	6	0.17	6.94	Moderately Good
5	Gneiss	6.5	82	24.6	103	3	34.33	1.5	2	0.75	1	4	0.25	6.44	Moderately Good
6	Gneiss	18	50	26.7	74	2	37	2	2	1	1	4	0.25	9.25	Moderately Good
7	Gneiss	17	40	25.7	69	2	34,5	2	2	1	1	4	0.25	8.63	Moderately Good
8	Gneiss	19	30	24.5	97	2	48.5	1.5	2	0.75	1	5	0.2	7.275	Moderately Good
9	Gneiss	14	25	25.9	70	2	35	2	1	2	1	6	0.17	11.67	Moderately Good
10	Gneiss	16	71	24.8	89	2	44.5	1	2	0.5	1	4	0.25	5.563	Moderately Good

### 3. Results and discussion

#### 3.1. Seismic analysis of the stability of the slopes studied

The results of the seismic analysis show that the Bulk Moduli vary between 12.5 and 30.4 GPa, the velocities between 1.36 and 2.06 km/s, the shear constant between 0.43 and 0.73 MPa and the particle acceleration is 1.57 km/s<sup>2</sup> or 0.16 g (g is the acceleration of gravity), showing that the slopes are susceptible to particle fall. The maximum shear wave velocity and shear stress calculated are 2.06 km/s and 0.73 MPa respectively. To compensate for the viscous boundary effect, twice the calculated value (1.46 MPa) of the shear stress was considered.

#### 3.2. RQD and $J_v$

The calculation of  $J_v$  (Table 4), gives values between 3.7 and 12.6 m<sup>-3</sup> for different slopes characterizing a small to medium block arrangement according to the [31] classification.

The RQD values calculated by two methods [19,31] are in the same range (Table 3). Calculating the dispersion and correlation coefficient between the two methods, the results obtain are 5.5 and 0.6 respectively.

#### 3.3. Calculation of RMR

The RMR basic values in Table 5, vary between 41 and 63 with an uncertainty of 0.006. According to [9], the last three slopes are cut on good quality, class B rock ([61,80]) and the other seven on poor quality, class C rock ([41,60]).

#### 3.4. Calculation of SMR

According to Eq. (7), the SMR values Table 8, range between 29 and 53. These values can be grouped into two classes according [14,32]. The first six slopes are very unstable ([21,40]) with an instability probability of 60% while the last four are partially unstable ([41,60]) with an instability probability of 40% as they belong to class IV and III respectively.

#### 3.5. Calculation of the Q-index

Eq. (10) gives the different values of the Q-index for slopes studied, listed in Table 12. According to [23], slopes 3 and 9 are cut on a good quality massif and the other eight are cut on masses of average quality because they belong to the interval [10,40] and [4,10] respectively. The angles of the slopes vary between 25° and 82° to the plane of slope, making them acute (Table 12).

#### 3.6. Relationship between RMR and Q-index

Fig. 8 is the RMR versus Q-index curve for the slopes studied. According to this figure, a relationship between these two parameters can be seen (Eq. (16)).

$$RMR = 10\text{Ln}(Q) + 43 \quad (20)$$

This equation is similar to Eqs. (11) and (12), showing, that among slopes 3 and 9, only slope 9 is stable Table 13.

Fig. 9 shows a comparison between the RMR, Q-index and SMR of the studied slopes, showing that slopes 8, 9 and 10 have a higher value of RMR, SMR and only slope 9 has a higher value of Q-index.

#### 3.7. Modification of the classification of the Q-index

The parameters presented in Eq. (10) were used to modify the Q-index. In order to distinguish between the different pressure conditions observed at the surface and at depth, it is necessary to make some modifications to the value of the SRF parameter. Ref. [33] proposed to use the factor  $(JCS/\gamma H)$  of SRF to incorporate the effect of stress differences under different conditions. Based on a trial and error method, he suggested conditions (17) and (18):

$$\text{If}; (JCS/\gamma H) < 160 \rightarrow SRF = 0.35 \quad (21)$$

$$\text{If}; (JCS/\gamma H) \geq 160 \rightarrow SRF = 0.11 \quad (22)$$

Here, JCS is the compressive strength of the joints (MPa),  $\gamma$  is the unit weight of the rock slope materials (g/cm<sup>3</sup>) and H, is the height of the rock slope in meters. Based on these conditions, the value of SRF on the studied roads is 0.11 and therefore, the value of Q-index was corrected for slope stability applications. The details of the modification of Q-index (Q<sub>m</sub>), RMR, JCS, SRF and other parameters are listed in Table 13.

It is also possible to correlate the RMR with the Q<sub>m</sub>-index. The values of these parameters are represented in an X-Y coordinate system in as shown in Fig. 10, which gives Eq. (23):

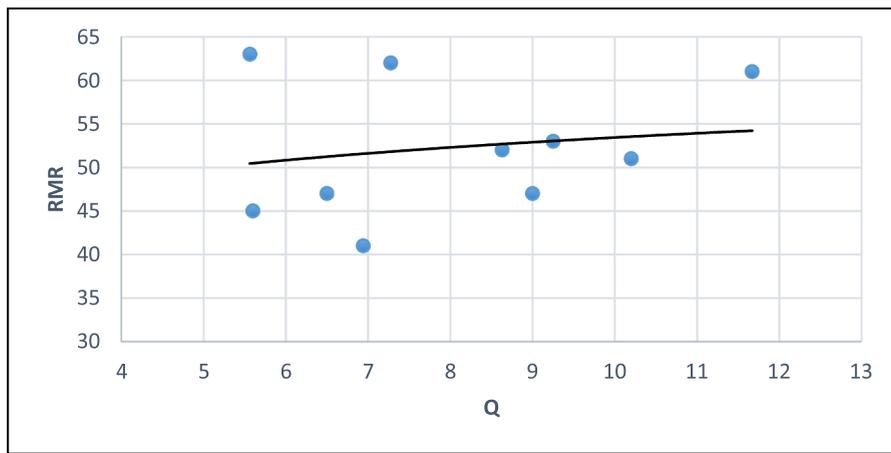


Fig. 8. Relationship between RMR and Q of the studied slopes of the area.

Table 13  
Different values of Q modified.

Rock Slope No°	Lithology type	RMR	Q	JCS (MPa)	H (m)	$\gamma$	$\frac{\sigma_c}{\sigma_1}$	SRF	RQD/Jn	Jr/Ja	Jw/SRF	$Q_m$
1	Gneiss	47	9	156	9.5	26.7	615.02	0.11	30	2	9.09	409.45
2	Gneiss	45	5.6	120	7.2	25.7	648.51	0.11	33.67	0.5	9.09	153.03
3	Gneiss	51	10.2	139	6	27.8	833.33	0.11	51	1	9.09	463.64
4	Gneiss	41	6.94	140	3.5	26.4	1515.15	0.11	55.5	0.75	9.09	378.41
5	Gneiss	47	6.5	135	6.5	24.6	844.28	0.11	34.33	0.75	9.09	234.09
6	Gneiss	53	9.25	125	18	26.7	260.09	0.11	37	1	9.09	336.36
7	Gneiss	50	8.63	145	17	25.7	331.88	0.11	34.5	1	9.09	313.64
8	Gneiss	62	7.275	134	19	24.5	287.86	0.11	48.5	0.75	9.09	330.68
9	Gneiss	61	11.67	143	14	25.9	394.37	0.11	35	2	9.09	636.36
10	Gneiss	63	5.563	129	16	24.8	325.10	0.11	44.5	0.5	9.09	202.27

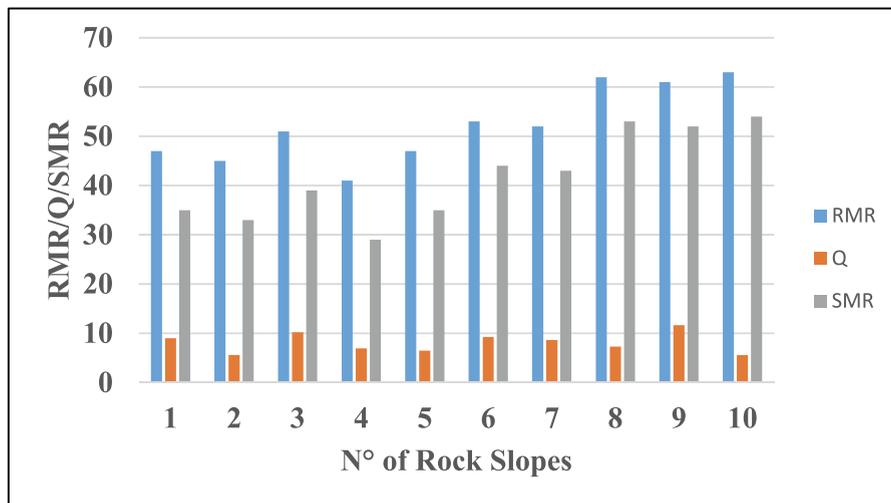


Fig. 9. Comparison between RMR, Q and SMR values of different slopes.

$$RMR = 10Ln(Qm) + 3 \tag{23}$$

This equation shows that the intercept has changed from 43 to 3 and the slope 9 still has a larger value of Qm. By combining Eq. (7) with Eq. (23), the Eq. (24) is obtained:

$$SMR = 10Ln(Qm) + 3 + (F_1 \times F_2 \times F_3) + F_4 \tag{24}$$

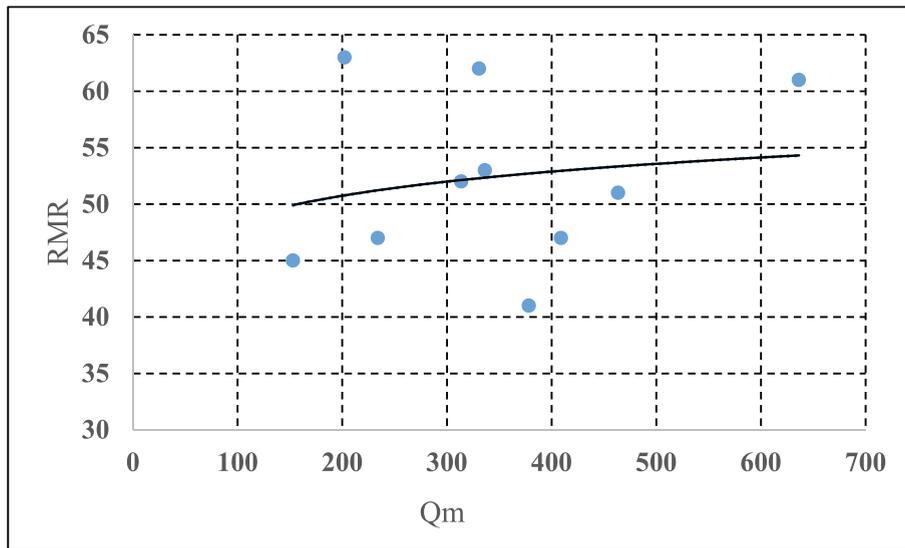


Fig. 10. Relationship between RMR and Qm for different slope rocks studied.

By factoring the first, third and fourth terms by 10, the Eq. (25) is obtained:

$$SMR = 10Ln[Qm \times \exp(((F_1 \times F_2 \times F_3) + F_4)/10)] + 3 \tag{25}$$

By posing  $SQR = Qm \times \exp(((F_1 \times F_2 \times F_3) + F_4)/10)$  (26)

The new Eq. (27) is obtained, allowing to compute new SMR values.

$$SMR = 10LnSQR + 3 \tag{27}$$

Eq. (27) provides new SMR values which are grouped in Table 14.

Fig. 11 shows a comparison between the SMR values calculated with Eq. (7) and Eq. (27). The SMR values of slopes 8 and 10 from Eq. (7) are higher than those from Eq. (27). The SMR values of the other slopes calculated from Eq. (23) are larger than those calculated from Eq. (7).

Fig. 12 shows a relationship between the SMR values (Eq. (28)) obtained from Eqs. (7) and (27).

$$SMR_{from\ equation27} = 0.2442SMR_{from\ equation7} + 39.918 \tag{28}$$

Eq. (28) has a correlation coefficient  $R = 0.82783$  (very close to 1), the SMR values from Eq. (27) are declared acceptable [24].

### 3.8. Kinematic analysis of the stability of the slopes studied

Table 15 gives the different values of the Safety Factor (FS) calculated from the Eqs. (13), (14) and (17). The values vary between 0.45 and 1.15; 0.25 and 1.10; 0.15 and 1.15 respectively. According to [25–27], only the slopes number 5 and 9 with the  $FS > 1.00$  are stable. To make them more stable, they can be plastered, sliced or cut with angles smaller than  $10^\circ$ .

**Table 14**  
SQR and SMR values of the studied slopes.

N° of Rock Slope	Qm	Q	F1	F2	F3	F4	SQR	SMR from Eq. (27)	SMR from Eq. (7)
1	409.09	9	0.4	1	-50	8	123.22	51	35
2	153.03	5.6	0.4	1	-50	8	46.09	41	33
3	463.64	10.2	0.4	1	-50	8	139.65	52	39
4	378.41	6.94	0.4	1	-50	8	113.97	50	29
5	234.09	6.5	0.4	1	-50	8	70.51	46	35
6	336.36	9.25	0.15	1	-60	0	136.75	52	44
7	313.64	8.63	0.15	1	-60	0	127.52	51	43
8	330.68	7.275	0.15	1	-60	0	134.45	52	53
9	636.36	11.67	0.15	1	-60	0	258.72	59	52
10	202.27	5.56	0.15	1	-60	0	82.24	47	54

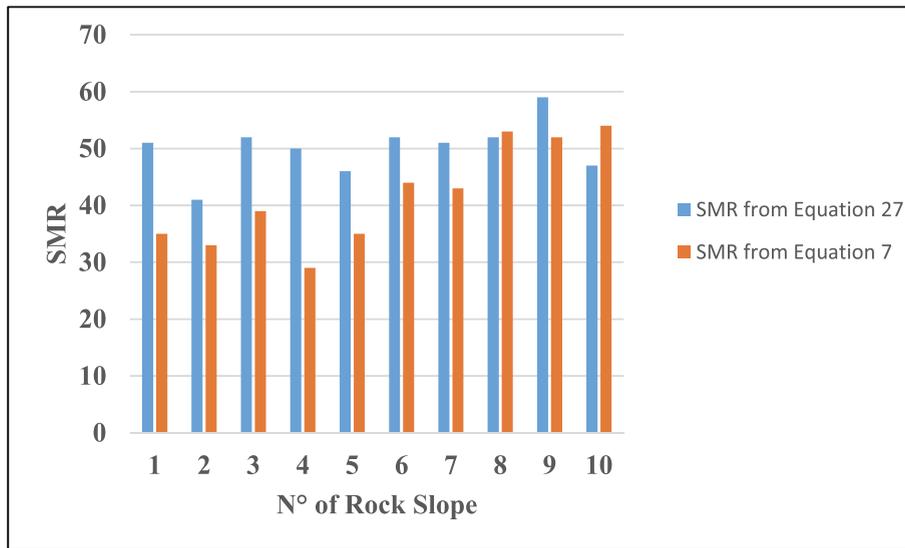


Fig. 11. Comparison between the SMR of Eq. (7) and the SMR of Eq. (27).

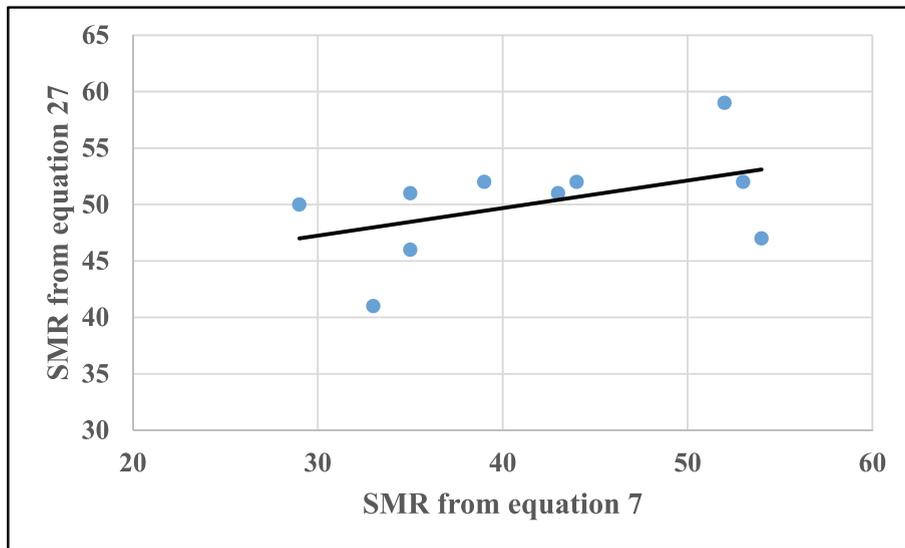


Fig. 12. Correlation between SMR of Eq. (7) and SMR of Eq. (27) of ten studied slopes.

Table 15

Different values of the slope safety factors studied.

Slope Rock N°	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
F.S according to [25]	0.88	0.90	0.45	0.9	1.05	0.98	0.99	0.45	1.15	0.91
F.S according to [26]	0.65	0.78	0.25	0.87	1.03	0.87	0.89	0.23	1.15	0.79
F.S according to [27]	0.8	0.46	0.17	0.89	0.97	0.9	0.73	0.28	1.15	0.8
Number of slices	5	4	4	3	5	7	7	8	7	7

#### 4. Conclusion

The analysis of the slope stability has been a challenge for researchers and engineers since the 17th century with Hooke. This stability is achieved by measuring the geometrical angle and calculating parameters such as the "Safety Factor (FS)", the "Rock Mass Rating (RMR)" and the "Slope Mass Rating (SMR)". This paper used geometric, kinematic and seismic methods to analyse stability of some slopes cut in the gneiss of very important roads linking some Central Africa countries without maritime space and subject to

particle and block fall. The selected slopes were also studied to verify the factor on which the engineers base their design. The geometric results show that, the angles of selected slopes vary between  $25^\circ$  to  $82^\circ$ , showing that they are acute. The seismic analysis results show that, the bulk modulus varies between 12.5 and 30.4 GPa, the shear constant between 0.43 and 0.73 MPa, the velocities between 1.36 and 2.06 km/s and the particle acceleration is  $1.57 \text{ km/s}^2$ , confirming that, the slopes are susceptible to particle and block fall. The RMR varies from 41 to 63 characterizing that, these slopes are made in a rock with diptych state. The SMR values from 29 to 54 show that, the slopes are unstable. The FS calculated by different methods are all less than unity characterizing their instability except for slopes number 5 and 9, for which the safety factor is greater than unity, reflecting their relative stability. The number of joints per cubic meter (Jv) found range from 3.7 to  $12.6 \text{ m}^{-3}$  also show that, the slopes are unstable, confirming the particle and block rock fall often observed there. The different results from instability show that, in a moderately active seismic zone in Central Africa, the slope cut into the fractured gneiss are almost unstable and engineers should not only take into account the geometric factor but also consider the RMR, SMR, and FS. To make these slopes more stable, they can be plastered, sliced or cut with angles smaller than  $10^\circ$ .

## Declaration of Competing Interest

The authors declare that they have no known competing financial interests or personal relationships that could have appeared to influence the work reported in this paper.

## References

- [1] UN Sustainable Development GOALS, 2018. <https://unece.org/>.
- [2] Z. Aretouyap, F. E. G. Kengang, J. Kana Domra, D. Bisso, P. Njandjock Nouck, Understanding the occurrences of fault and landslide in the region of West-Cameroun using remote sensing and techniques. Springer Nature remains neutral with regard to jurisdictional claims in published maps and institutional affiliations. 2021 Natural Hazards, 2021. <https://doi.org/10.1007/s11069-021-04890-8>.
- [3] G. PI LOT, Mécanique des sols et géotechnique tiach stabilité des pentes c 254, 1988.
- [4] G.P. Dyke, A quantitative Correlation between The Mining Rock Mass Rating And In Situ Rock Mass Rating Classification Systems, Master Dissertation, University of the Witwatersrand, Johannesburg, 2006.
- [5] B. Singh, R.K. Goel, Rock Mass Rating, in: Engineering Rock Mass Classification, 2011, pp. 45–62.
- [6] H. Basahel, H. Mitri, Application of rock mass classification systems to rock slope stability assessment: A case study", J. Rock Mech. Geotech. Eng. 9 (6) (2017) 993–1009.
- [7] N. Ceryan, A. Kesimal, S. Ceryan, Chapter 13 - Probabilistic Analysis Applied to Rock Slope Stability: A Case Study From Northeast Turkey. Integrating Disaster Science and Management, Glob. Case Stud. Mitigat. Recov. (2018) 221–261.
- [8] M.C. Njock, J.L. Meli'i, Y. Koffi Poufoune, I. Ngapouth Mbouombou, H.L.W. Tamto, Z. Arétouyap, E. Manguelle-Dicoum, P. Njandjock Nouck, Influence of natural discontinuities and mechanical properties on the fragmentation of marble blasting in Central Africa Environmental Earth Sciences, vol. 80, 2021, pp. 616. <https://doi.org/10.1007/s12665-021-09916-9>.
- [9] Z.T. Bieniawski, Engineering Rock Mass Classifications: A Complete Manual for Engineers and Geologists in Mining, Civil, and Petroleum Engineering. Wiley, New York, vol. xii, no. 251, 1989, pp. 329–336.
- [10] R. Rasyikin, O.R. Che, I.N.Z. Baharuddin, A.W. Warishah, S.B. Faten, Application of Slope Mass Rating System In Slope Stability Class Evaluation International of Engineering and Advanced Technology (IJEAT), vol. 9, no. 1, Octobre 2019. ISSN: 2249-8958.
- [11] W. Chang, P. Wang, H. Wang, S. Chai, Y. Yu Shiyang Xu, Simulation of the Q2 loess slope with seepage fissure failure and seismic response via discrete element method, Bull. Eng. Geol. Environ. 80 (2021) 3495–3511, <https://doi.org/10.1007/s10064-021-02139-z>.
- [12] Z.T. Bieniawski, Engineering classification of jointed rock masses: Transaction of the South African Institution of Civil Engineers, vol. 15, 1973, pp. 335–344.
- [13] A. Palmström, The volumetric joint count - a useful and simple measure of the degree of jointing, in: Proc. Int. Congr. IAEG, New Delhi, 1982, pp. V.221–V.228.
- [14] M. Romana, New adjustment ratings for application of Bieniawski classification to slopes, in: Proceedings of the International Symposium on the Role of Rock Mechanics in Excavations for Mining and Civil Works. International Society of Rock Mechanics, Zacatecas, 1985, pp. 49–53.
- [15] K. Chen, Y. Song, Y. Zhang, H. Xue, J. Rong, Modification of the BQ system based on the Lugeon value and RQD: a case study from the Maerdang hydropower station, China, Bull. Eng. Geol. Environ. 80 (2021) 2979–2990, <https://doi.org/10.1007/s10064-021-02151-3>.
- [16] Z.T. Bieniawski, Rock Mass Classification in Rock Engineering, in: Z.T. Bieniawski (Ed.), Symposium on Exploration for Rock Engineering, Rotterdam, Balkema, 1976, pp. 97–106.
- [17] ISRM (International Society of Rock Mechanics), Rock Characterization Testing and Monitoring, in: E. Brown (Ed.), Pergamon Press, Oxford, 1981, pp. 211.
- [18] ISRM (International Society of Rock Mechanics), Commission on Testing Methods, Suggested Method for Determining Point Load Strength, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. and Geomech. Abstr. 22 (1985) 51–60.
- [19] D.U. Deere, Technical description of rock cores for engineering purposes, Felsmechanik und Ingenieur geologie 1 (1) (1963) 16–22.
- [20] E. Hoek, J. Read, A. Karzulovic, Z.Y. Chen, Rock Slopes in Civil and Mining Engineering, in: International Conference on Geotechnical and Geological Engineering, Melbourne, vol. 1 e 17, 2000.
- [21] M. Romana, J.B. Serón, E. Montalar, SMR Geomechanics classification: Application, experience and validation, in: J.N. Merwe (Ed.), Proceedings of the 10th Congress of the International Society for rock mechanics, ISRM 2003–Technology Roadmap for Rock Mechanics, South African Institute of Mining and Metallurgy, 2003, pp. 1–4.
- [22] N. Barton, Some new Q-value correlations to assist in site characterization and tunnel design, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. 39 (2002) 185–216.
- [23] N. Barton, R. Lien, J. Lunde, Engineering Classification of Rock Mass for the Design of Tunnel Support. NGI Publication 106, Oslo, Rock Mech. 6 (4) (1974) 189–236.
- [24] D. Fereidooni, G. Reza, M. Heidari, Assessment of a Modified Rock Mass Classification System for Rock Slope Stability Analysis in the Q-system, Earth Sci. Res. J. 19 (2) (2015) 147–152.
- [25] W. Fellenius, Calculation of stability of earth dams, in: TRANS. 2nd Congresso on Large DAMS, 4, Washington, v.4, 1936, pp. 445.
- [26] A.W. Bishop, The use of the slope circle in the stability analysis of slope, Geotechnique 10 (1955) 129–150, <https://doi.org/10.1680/geot.1955.5.1.7>.
- [27] Gill, E.L. Denis, M. Helena, R. Corthésy, Les instabilités structurales: guide d'analyse par stéréographie et de calcul des ancrages. Rapport Technique, 2002. EPM-RT-2002-05.
- [28] J. Kundua, K. Sarkar, T.N. Singh, Static and Dynamic Analysis of Rock Slope – a Case Study, Procedia Eng. 191 (2017) 744–749.
- [29] R. Bhasin, A.M. Kaynia, Static and dynamic simulation of a 700-m high rock slope failure in Western Norway, Eng. Geol. 71 (3e4) (2004) 213e226.
- [30] Bureau of Indian Standards, IS 1893 (Part 1): Indian Standard Criteria for Earthquake Resistant Design of Structures Part 1 General Provisions and Buildings (Fifth Revision), 2002.

- [31] A. Palmström, Characterization of degree of jointing and rock mass quality, Internal Report. Ing. A.B. Berdal A/S, Oslo, 1975, pp. 1–26.
- [32] M. Romana, A geomechanical classification for slopes: Slope Mass Rating, in: J.A., Hudson (Ed.), Comprehensive Rock Engineering, Pergamon Press, London, 1993, pp. 3–45.
- [33] S. Ajoodani-Namin, Proposed a new method for rock slope stability analysis with modification of Q system, MSc thesis, Tarbiat Modrres University, Tchrn Iran, (in Persian) 1999.