



GEOQuébec
2015

Challenges from North to South
Des défis du Nord au Sud

Influence de la cohésion apparente sur la stabilité des pentes à Vivy Mitchell (Haïti)

Jean B.J.

Unité de Recherche en Géoscience (URGéo) - Faculté des Sciences - Université d'État d'Haïti, Port-au-Prince, Haïti

Laboratoire National du Bâtiment et des Travaux Publics - Port-au-Prince, Haïti
St Fleur S.

Géoazur, Université de Nice-Sophia Antipolis, Centre National de Recherche Scientifique (UMR 7329) Observatoire de la Côte d'Azur, 250 av Albert Einstein, 06560 Valbonne, France

Unité de Recherche en Géoscience (URGéo) - Faculté des Sciences - Université d'État d'Haïti, Port-au-Prince, Haïti

Boisson D.

Unité de Recherche en Géoscience (URGéo) - Faculté des Sciences - Université d'État d'Haïti, Port-au-Prince, Haïti

Thimus J.-F.

Génie civil et environnemental - École Polytechnique de Louvain - Université Catholique de Louvain, Louvain-la-Neuve, Belgique

Schroeder C.

Laboratoire de géomécanique (LGM-BATir) - Université Libre de Bruxelles, Bruxelles, Belgique

RÉSUMÉ

L'objectif de cet article est d'analyser la stabilité des pentes sur le site de Vivy Mitchell en tenant compte de la cohésion apparente. Dans notre travail, nous nous intéressons plus particulièrement à l'étude de modélisation de ce site, basée sur les caractéristiques expérimentales des échantillons prélevés. Pour compléter cette étude de modélisation, une étude semi-paramétrique sera menée pour les caractéristiques incertaines de ces échantillons. En ce sens, des paramètres mécaniques seront modifiés tour à tour afin de modéliser leur influence sur cette stabilité. Cette modélisation a été accomplie avec le logiciel GEOSLOPE utilisant les méthodes d'équilibre limite couplées avec les méthodes des éléments finis afin d'analyser le rôle de la cohésion apparente sur cette stabilité. Les applications effectuées à partir des différentes approches examinées dans nos modèles ont permis de comprendre l'influence de la cohésion apparente sur la stabilité au niveau du glissement de Vivy Mitchell.

ABSTRACT

The objective of this paper is to analyze slope stability on the Vivy Mitchell's site taking into account the apparent cohesion. In our work, we are particularly interested in modeling study of the site, based on the experimental characteristics of these samples. To complete the modeling study, a semi-parametric study will be conducted to the uncertain characteristics of these samples. In this sense, the mechanical parameters are changed alternately in order to model their influence on the stability. This modeling was performed with the software GEOSLOPE using limit equilibrium methods coupled with finite element methods to analyze the role of the apparent cohesion on this stability. Applications made from the different approaches discussed in our models were used to understand the influence of the apparent cohesion on the stability at the Vivy Mitchell's slope stability.

1 INTRODUCTION

Le phénomène d'instabilité des pentes est une problématique très présente en Haïti. Le climat tropical et la composition du sol d'Haïti entraîne de très fréquent mouvements de sol ou glissements de terrain. Ceux-ci, d'ampleur variable, peuvent avoir des dimensions impressionnantes et, corrélativement, des conséquences catastrophiques. L'étude de stabilité des pentes a donc pour objectif de comprendre et d'analyser ces mouvements de terrain qui peuvent s'expliquer par la théorie de la rupture de talus. Celle-ci est généralement provoquée par le dépassement d'une contrainte de cisaillement qui amène

la rupture par le glissement, le long d'une surface interne au talus.

Dans cet article, nous concentrons notre étude de stabilité des pentes sur la zone de Vivy Mitchell, région victime de fortes chutes de pluie et de remontée de la nappe phréatique lors des saisons pluvieuses. Pour ce faire, nous allons mener une étude expérimentale approfondie sur les sols de Vivy Mitchell et essayer de comprendre pourquoi le phénomène de cohésion apparente est un facteur important dans ce type de sol. Ensuite, nous tenterons de modéliser avec le logiciel GEOSLOPE le comportement de la zone instable de Vivy Mitchell, tout en étudiant l'influence notable de la succion et de la cohésion apparente sur cette stabilité.

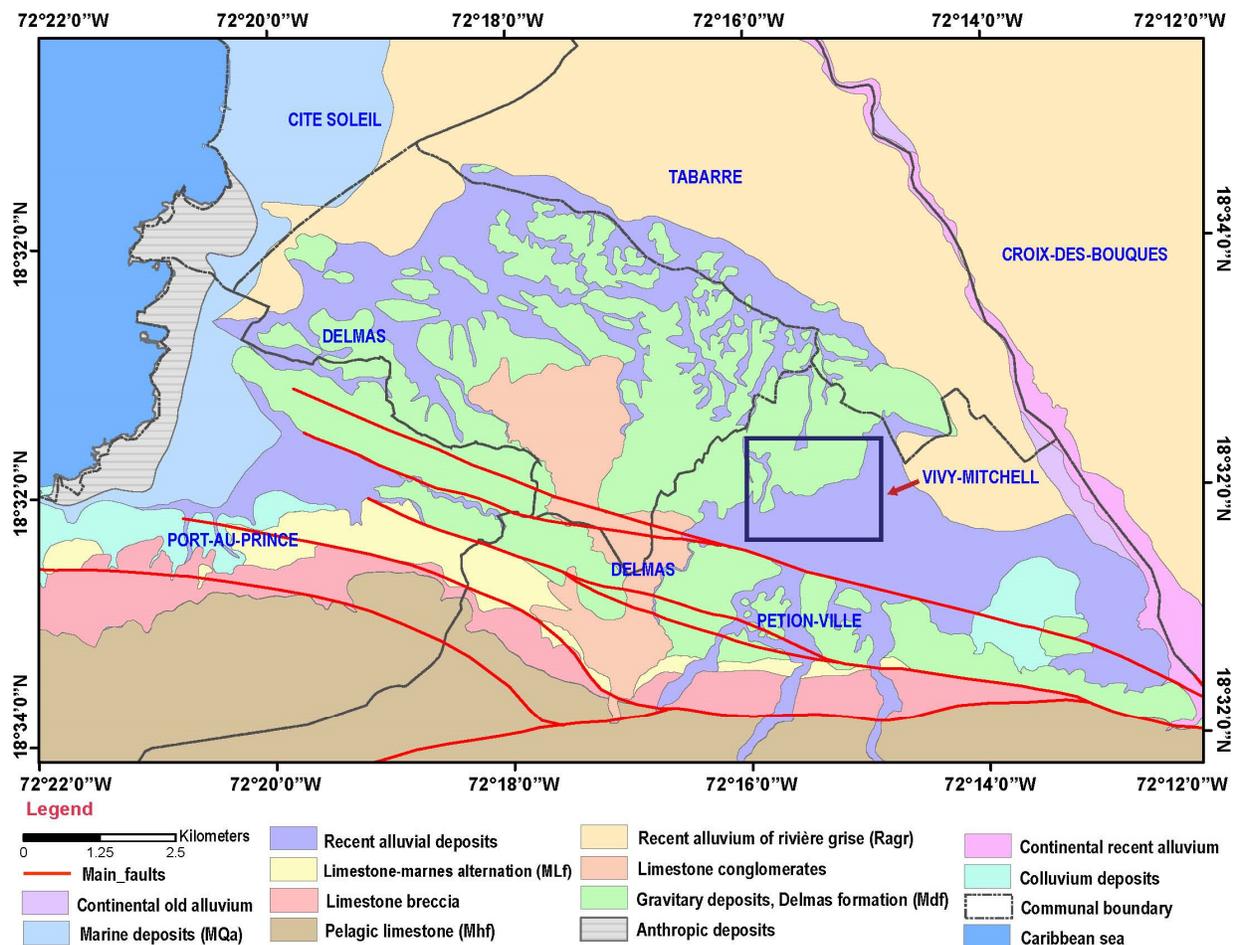


Figure 1. Carte de faciès géologiques et des failles de l'agglomération de Port-au-Prince et localisation du site de Vivy Mitchell (Terrier et al., 2014 modifié)

2 MORPHOLOGIE ET GEOLOGIE DE VIVY MITCHELL

2.1 Morphologie de Vivy Mitchell

La zone de Vivy Mitchell fait partie de l'unité morphologique du Massif de la Selle se situant dans la partie orientale de la Presqu'île du Sud. Ce massif, le plus élevé de la République d'Haïti, culmine à 2680 m au pic de la Selle et les chaînons qui le composent ont une orientation générale Est - Ouest. On y retrouve principalement deux types de morphologie :

- Une morphologie karstique où affleurent les calcaires;
- Une morphologie où affleurent les basaltes et qui est caractérisée par un relief très accidenté, avec des crêtes aplaties, des pentes ravinées et des vallées à profil en V caractéristique.

Constituée de plusieurs unités morphologiques, Vivy Mitchell possède une température plus ou moins uniforme. Elle est estimée en moyenne à 27 °C. Contrairement à la température, la pluviométrie est irrégulièrement répartie, elle est caractérisée par 6 ou 7 mois de pluie. Le réseau hydrographique drainant les eaux de la zone est simple, il

est constitué d'une ravine qui prend sa source dans les hauteurs de Pétiion-Ville.

2.2 Géologie de Vivy Mitchell

La géologie du Massif de la Selle est dominée par les roches sédimentaires de type calcaire et les roches volcaniques de type basaltique. Ce sont les roches sédimentaires qui forment la majeure partie du Massif. Parmi ces dernières, on peut faire la distinction entre deux ensembles qui se succèdent de haut en bas, à savoir :

- Une épaisse série calcaire que l'on retrouve sous trois formes : massif et cristallin ; fortement broyé par les mouvements tectoniques ; ou encore crayeux et stratifié en bancs réguliers, avec de fréquents silex.
- Une série de roches détritiques très plissées, de couleur foncée, constituées de conglomérats, de grès, d'argiles et de calcaires impurs. Cet ensemble est daté du Paléocène supérieur à l'Éocène.

La formation Morne Delmas, où fait partie la zone de Vivy Mitchell, correspond à des faciès résultant de la destruction accélérée des reliefs adjacents. Elle se présente comme

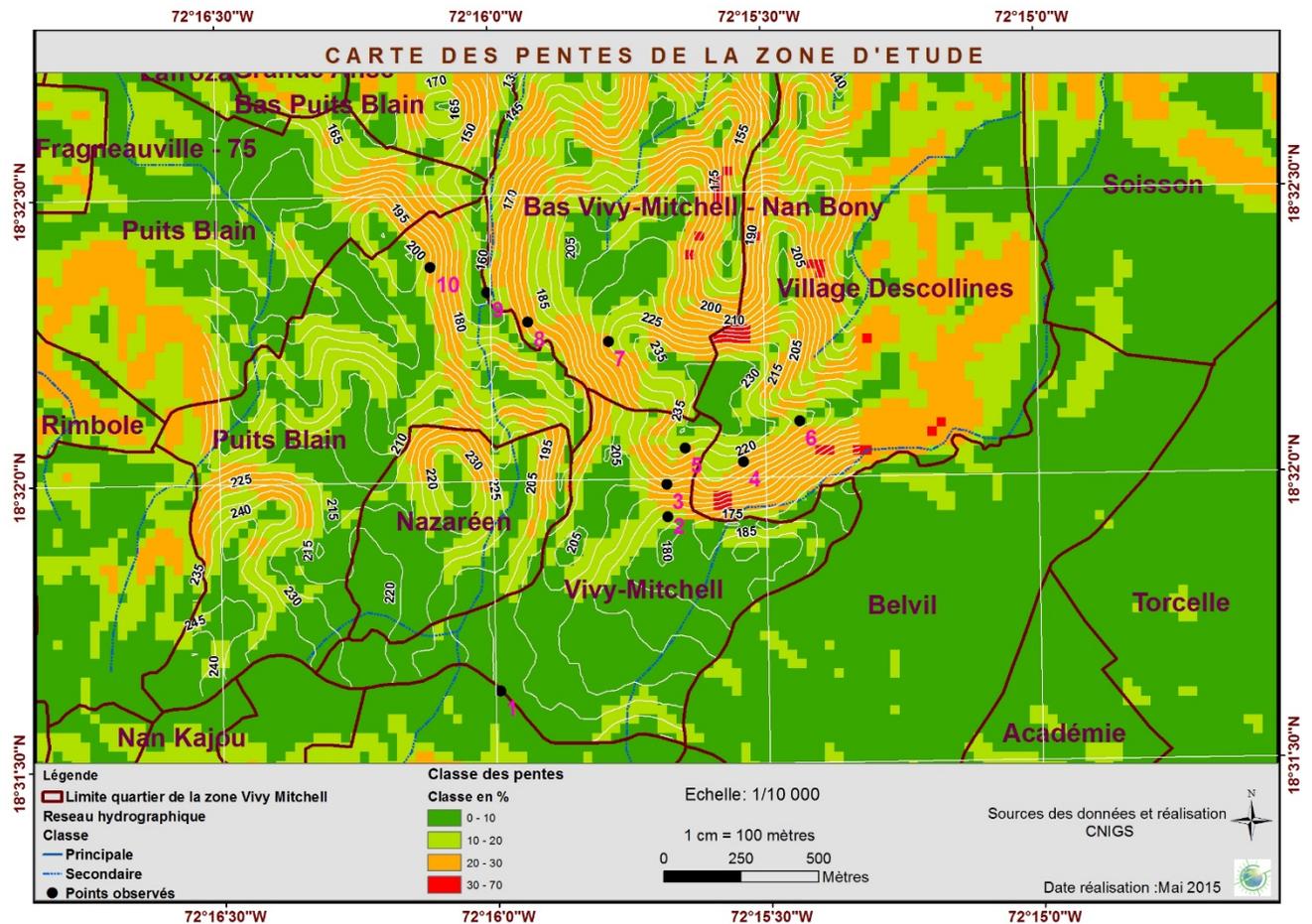


Figure 2. Évaluation de l'aléa mouvement de terrain à partir de la pente et des points observés

un grand cône d'épandage alluvial devenu inactif et limité à l'Est par la zone de Pernier. Elle est ainsi constituée de l'accumulation de galets plus ou moins organisés en couches qui épousent la pente topographique. Cependant ce faciès grossier coexiste avec un terme argileux de couleur brune soit en intercalation avec les couches de galets, soit leur servant de matrice. La majeure partie de la zone urbanisée de Vivy Mitchell est construite sur cette formation d'argilite calcaire de grande plasticité (marnes et sables de la formation Morne Delmas) qui est cependant très souvent masquée par les dépôts plus récents du Quaternaire (figure 1).

Les investigations de terrain effectuées dans la zone de Vivy Mitchell, ajoutées à la pente de la zone, ont permis d'évaluation l'aléa mouvement de terrain. Cet aléa est en général élevé, moyen ou faible avec des gammes de valeurs de pentes et des points observés (figure 2). Des glissements de terrain, des éboulements, des laves torrentielles et des affaissements d'ampleurs importants sont également répertoriés sur le secteur étudié (figures 2 et 3). Au vu de ces investigations, les mouvements de terrain sont généralement à proximité des ravines. Ils affectent les formations marno-calcaires, une fois que la teneur en eau augmente dans ces formations (figure 3).

3 EVALUATION DE L'ALEA MOUVEMENT DE TERRAIN

L'aléa (= danger) est défini comme la manifestation d'un phénomène naturel d'occurrence et d'intensité donnée. Il peut être élevé, moyen et faible dépendant des conséquences. Il est principalement défini sur la base de la pente moyenne et des observations de terrain. Les critères additionnels à prendre en compte sont les zones mouvements différentiels, les érosions régressives, les accélérations saisonnières et le danger d'évolution en glissement spontané.

4 GLISSEMENT DE TERRAIN A VIVY MITCHELL EN 2003

Il s'est déjà produit des glissements de terrain à Vivy Mitchell, et l'étude de stabilité des pentes y est donc très importante. Dans le cadre de ce travail, nous décrivons le glissement de terrain important qui s'est produit en 2003 à Vivy Mitchell (figure 2 point observé #10 et figure 4) et qui fera par la suite l'objet de cette étude. Il s'agit d'un glissement survenu dans la zone résidentielle dénommée Vivy Mitchell durant le mois d'octobre 2003. La rupture s'est produite sur une surface de 113 m de large, 123 m de long et sur un dénivelé de près de 30 m soit une superficie

de plus ou moins 15000 m². Le coût total des dégâts causés par ce glissement a été évalué à plus ou moins un million de dollars américains, (Prepetit, 2004).



Figure 3. Évaluation de l'aléa glissement et photos Vivy Mitchell (Mai 2015)



Zone glissement à Vivy-Mitchell (Prepetit, 2004)



Zone glissement à Vivy-Mitchell, mai 2015

Figure 4. Zone glissement Vivy Mitchell 2003 et 2015

Dans ce glissement, les différentes causes probables sont les suivantes : une forte pente (figure 2), la géologie spécifique du sol, l'absence de butée en pied de talus, l'absence de drainage, la remontée de la nappe et des fortes surcharges en amont. Les fortes chutes de pluie sont probablement l'élément déclencheur de ce glissement. En effet, 700 mm de pluie sont tombés sur Vivy Mitchell en deux mois, alors que, habituellement, la moyenne tourne autour de 200 mm, (Prepetit, 2004).

Cependant, il est intéressant de remarquer que ce glissement était prévisible. En effet, certains événements qui s'étaient produits dans les années antérieures laissaient supposer que la situation de cette zone résidentielle était propice aux glissements de terrains. Car, entre 1998 et 2003, il y a eu apparition de nombreuses fissures au niveau des habitations, des petits glissements de terrain, des effondrements de clôture et des affaissements. Ce glissement correspond donc à un glissement de terrain permanent et subit un processus évolutif qui a débuté en 1998.

Donc, il serait intéressant d'étudier les aspects mécaniques des sols de Vivy Mitchell afin de mener une analyse de stabilité des pentes reflétant la réalité de cette zone.

5 RESISTANCE AU CISAILEMENT

Lorsqu'on augmente la charge et donc les contraintes s'appliquant sur le sol composant un talus, il arrive un moment où les déformations deviennent trop importantes. On utilise alors la notion de résistance du sol qui réfère à la contrainte maximale que ce sol peut être toléré. Lorsque celle-ci est dépassée, le sol entre en rupture. Dans le cas de notre étude de stabilité à Vivy Mitchell, on va s'intéresser à la résistance au cisaillement, car l'état de rupture est très souvent provoqué par le dépassement d'une contrainte de cisaillement maximale.

Pour ce faire, des prélèvements d'échantillons remaniés ont été réalisés sur le site (figure 2 : point #10) et rapportés au laboratoire Essais Mécaniques, Structures et Génie Civil (LEMSC) de l'Université catholique de Louvain (UCL) en Belgique en 2008. Ces échantillons étaient placés dans des sceaux hermétiques jusqu'à leur arrivée au laboratoire de l'UCL et entreposés dans une chambre humide afin de conserver sa teneur en eau naturelle. Sur ces échantillons, des essais d'identification ainsi que des essais mécaniques en conditions saturées ont d'abord été considérés afin d'avoir un état de référence. Ensuite, des essais en état non saturé ont été réalisés afin d'étudier le comportement du sol de Vivy Mitchell.

5.1 Description du matériau utilisé

Le sol utilisé est un marno-calcaire plastique, représentatif des sols de Vivy Mitchell. Les échantillons remaniés ont été prélevés à une profondeur de 2.5 m environ sur le site.

5.2 Caractéristiques principales du sol

Les essais classiques d'identification ont fourni les résultats suivants :

- Courbe granulométrique, passant $80\mu\text{m} > 90\%$, Classification triangulaire : limon argile silteux;
- Détermination des limites d'Atterberg : Limite de liquidité $W_L = 39.6\%$, Limite de plasticité $W_P = 29.6\%$ et Indice de plasticité $I_P = 10\%$ (figure 5), Classification Casagrande : limon peu plastique;
- Essai Proctor standard : Teneur en eau optimale $W_{opt} = 15.20\%$, Poids volumique sec maximal $\gamma_{dmax} = 14.10 \text{ kN/m}^3$.

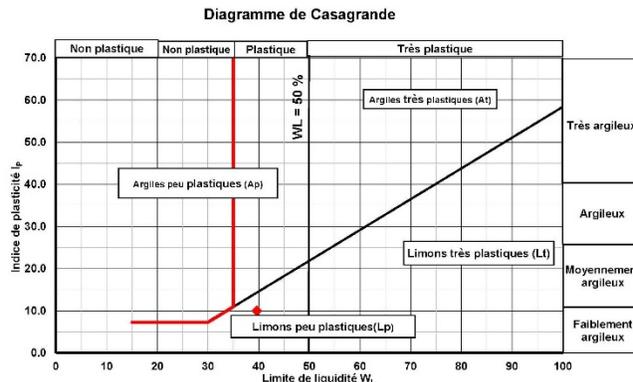


Figure 5. Diagramme de Casagrande du sol de Vivy Mitchell

5.3 Essais triaxiaux CU et UU : résultats et analyses

Les essais de type consolidé non drainé (CU) ont été effectués pour déterminer les caractéristiques de résistance au cisaillement du sol étudié. Le principe de l'essai consistera donc tout d'abord à saturer et consolider l'échantillon. Quand cela est fait, on procède à la réalisation de l'essai en appliquant trois pressions de confinement différentes ($\sigma_3 = 50 \text{ kPa}$, 100 kPa et 200 kPa) sur trois échantillons préparés à la teneur en eau optimale ($W_{opt} = 15.20\%$). Pour l'analyse, le critère de rupture adopté est le déviateur maximum, qui pour ce sol est généralement assimilé au déviateur après 20% de déformation axiale et qui, en rupture des pentes, est rarement atteint. Les valeurs obtenues pour cet échantillon de sol en contraintes totales sont $c = 50 \text{ kPa}$ et $\phi = 25^\circ$ et en contraintes effectives $c' = 30 \text{ kPa}$ et $\phi' = 15^\circ$.

En ce qui concerne les essais non consolidés non drainés (UU), ils ont été réalisés de la manière suivante : trois échantillons ont été préparés directement à trois teneurs en eau ($w = 10.06\%$, 14% et 20%) et à densité fixe ($\gamma_{dmax} = 14.10 \text{ kN/m}^3$). Ces échantillons reconstitués sont soumis à une certaine succion et en les cisailant directement (figure 6), on peut avoir une idée de l'effet de la succion sur les caractéristiques de résistance au cisaillement du sol. Mais, dans cette méthode directe, l'état de succion de l'échantillon n'est ni sur le chemin de séchage, ni sur le chemin de mouillage de la courbe de rétention d'eau du sol (figure 7). Nous avons également fixé la déformation maximale à 20% de la hauteur initiale de l'échantillon. Tous les échantillons présentent un pic avant la fin de cette déformation. Et, nous notons un plan de rupture en forme de tonneau en général (figure 6).

Les cercles de Mohr permettent de déterminer pour chaque teneur en eau choisie, la valeur de la cohésion et de l'angle de frottement interne. Les résultats, cohésion et angle de frottement, des essais triaxiaux à succion non contrôlée sont résumés dans le tableau suivant (tableau 1).



Figure 6. Dispositif de tout l'appareillage triaxial pour des essais consolidés non drainés (CU) et des essais non consolidés non drainés (UU) au laboratoire LEMSC de l'UCL

Tableau 1. Résultats des essais triaxiaux à succion non contrôlée

Teneur en eau, w (%)	Cohesion, c (kPa)	Angle de frottement interne, ϕ ($^\circ$)
10.06	104	47.40
14.00	86	38.80
20.00	64	44.60

5.4 Essai de rétention d'eau

L'essai de rétention d'eau vise à déterminer la succion pour différentes valeurs de teneur en eau. Pour ce faire, on procède à l'essai du papier-filtre. Concrètement, nous avons recréé par compactage un certain nombre de petits échantillons de 37.9 mm de diamètre et de 19 mm de hauteur. Nous avons établi un programme d'essai choisi en fonction de la gamme de succion qu'on veut avoir pour notre échantillon. Ensuite, l'échantillon est préparé à la teneur en eau définie dans ce programme. Une fois l'échantillon préparé, nous avons suivi la procédure de mesure de succion (Delage et al. 2001a) pour obtenir un point de la courbe de rétention d'eau du sol étudié. En procédant de la même manière pour les autres points, nous parvenons à tracer cette courbe de rétention d'eau. Cet essai prend une semaine pour arriver à la stabilisation complète des échantillons. Les résultats de cet essai sont présentés à la figure 7.

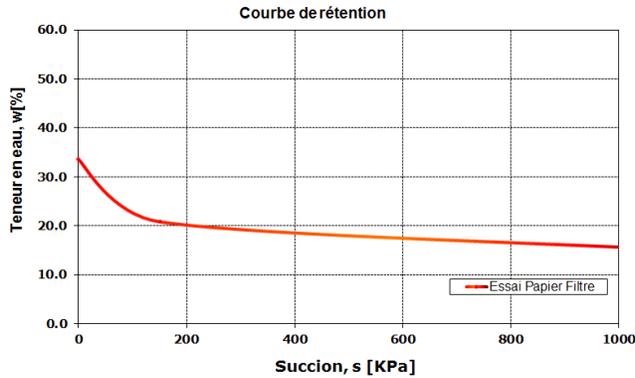


Figure 7. Courbes de rétention d'eau du sol de Vivy Mitchell

5.5 Évolution de la cohésion totale en fonction de la teneur en eau et de la succion

Afin de mettre en évidence les variations de la cohésion déterminée en contraintes totales en fonction de la teneur en eau et la densité constante, nous avons mis ces résultats sous forme graphique à la figure 8. Cette figure montre l'évolution de la cohésion en fonction de la teneur en eau pour notre sol. Nous observons pour un confinement donné, plus la teneur en eau augmente, plus la cohésion diminue, donc plus la résistance du sol diminue. Nous en déduisons que la résistance du sol diminue lorsque la teneur en eau augmente et vice versa.

Il est alors possible de montrer l'évolution de la cohésion en fonction de la succion (figure 9). En effet, il existe un lien entre la teneur en eau et la succion, fourni par la courbe de rétention d'eau, ainsi qu'entre la teneur en eau et la cohésion, fourni par les essais triaxiaux à succion non contrôlée. Nous remarquons bien que la cohésion croît linéairement dans les axes semi-logarithmiques avec l'augmentation de la succion.

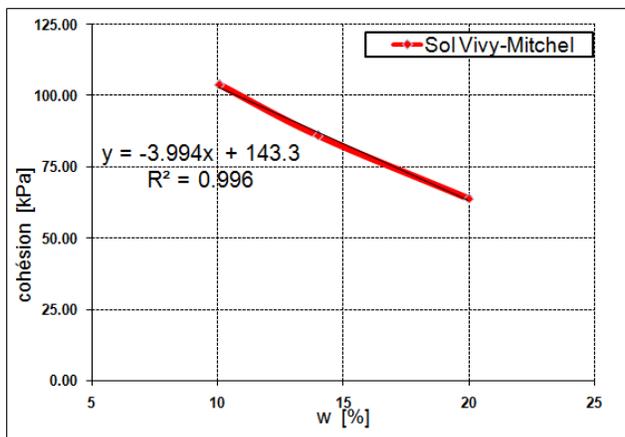


Figure 8. Évolution de la cohésion totale en fonction de la teneur en eau

Cette augmentation de cohésion en fonction de la succion correspond à l'action de cimentation intergranulaire ou interagrégats de la succion et renforce le sol avec augmentation de la résistance au cisaillement.

Cette remarque a toujours été observée par tous les auteurs.

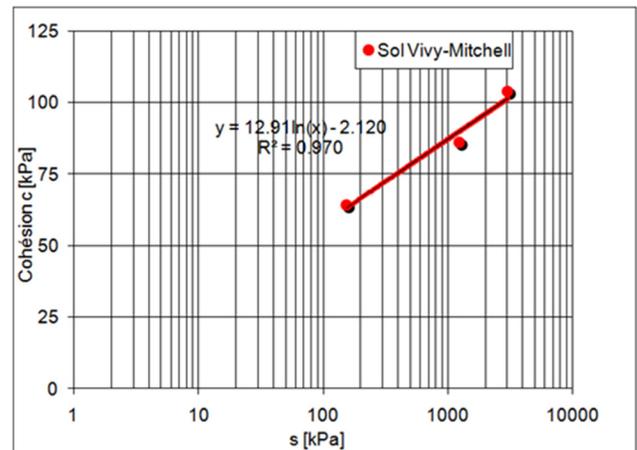


Figure 9. Évolution de la cohésion totale en fonction de la succion

Les modèles linéaires de la cohésion en fonction de la teneur en eau ou de la succion nous permettent d'obtenir deux relations qui lient ces paramètres entre eux mathématiquement à partir des droites obtenues respectivement pour notre sol (équations 1 et 2). Ces modèles déterminés seulement à partir des trois points d'essais expérimentaux sont à considérer avec circonspection.

Toutefois, les équations mathématiques obtenues pour notre échantillon peuvent être extrapolées ou généralisées dans le cas des sols d'autre site de Vivy Mitchell présentant les mêmes caractéristiques obtenues par des essais classiques de laboratoire.

$$c = -3.994w + 43.3 \text{ avec } R^2 = 0.996 \text{ (unités en kPa)} \quad [1]$$

$$c = 12.91 \ln(s) - 2.12 \text{ avec } R^2 = 0.97 \text{ (unités en kPa)} \quad [2]$$

D'autres chercheurs ont fait des études similaires sur d'autres types de sol. Leclercq et al. (1985) ont proposé deux relations en puissance pour le limon de Gembloux (Belgique), pour la frange des teneurs en eau et de succion analysées (équations 3 et 4) :

$$c = 27247w^{2.3574} \text{ avec } R^2 = 0.99 \text{ (unités en kPa)} \quad [3]$$

$$c = 9.5454s^{0.3439} \text{ avec } R^2 = 0.9748 \text{ (unités en kPa)} \quad [4]$$

Masekanya (2008) a trouvé pour les limons d'Awans (Belgique), deux modèles linéaires et un modèle sous forme de puissance (équations 5, 6 et 7).

$$c = -8.8055w + 199.38 \text{ avec } R^2 = 0.985 \text{ (unités en kPa)} \quad [5]$$

$$c = 23.31 \ln(s) - 60.99 \text{ avec } R^2 = 0.987 \text{ (unités en kPa)} \quad [6]$$

$$c = 10463w^{1.8968} \text{ avec } R^2 = 0.985 \text{ (unités en kPa)} \quad [7]$$

Jean (2013) a proposé quatre relations linéaires pour les limons et les argiles de Kenscoff-Mahotièrre (équations 8, 9, 10 et 11).

$$c = -49.69w + 1395.3 \text{ avec } R^2 = 0.992 \text{ (unités en kPa)} \quad [8]$$

- c = 77.45 ln (s) - 538.94 avec $R^2 = 0.986$ (en kPa) [9]
- c = -10.46w + 433.46 avec $R^2 = 0.991$ (en kPa) [10]
- c = 15.48 ln (s) - 83.26 avec $R^2 = 0.977$ (en kPa) [11]

6 MODELISATION DU GLISSEMENT DE VIVY MITCHELL

En général, le calcul de la stabilité des pentes est déterminé à partir du calcul à la rupture selon l'approche du critère de Mohr-Coulomb qui suppose que le sol est rigide-plastique. Cette approche de base est modifiée ici par la prise en compte du paramètre de la succion.

6.1 Modélisation dans Geoslope

Une fois notre modèle géométrique défini dans le code de calcul Geoslope, nous devons intégrer les principales composantes afin de déterminer les facteurs de sécurité du glissement de Vivy Mitchell par les différentes méthodes de calcul et ensuite de les comparer entre eux. Ces composantes sont les propriétés du sol à savoir le type de sol, le modèle de sol, son poids volumique, ses valeurs en contraintes effectives (c' et ϕ') (tableau 2), puis la nappe phréatique, la courbe de rétention d'eau et l'angle ϕ^b .

Tableau 2. Paramètres géotechniques introduits dans Geoslope pour la modélisation

Nom	Couleur et géologie	Poids volumique (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (kPa)
Limon peu plastique	Jaune	14.10	30	15

La modélisation du glissement de Vivy Mitchell se fera de la manière suivante en trois grandes approches :

- une première approche dans laquelle la stabilité du modèle est étudiée sous l'action seule du poids propre du massif, sans nappe et sans succion.
- une deuxième approche dans laquelle les effets de la nappe, considérée hydrostatique, sont pris en compte dans le modèle avec quatre profondeurs de nappes différentes.
- une troisième approche dans laquelle les effets combinés des nappes (4 niveaux de nappes paramétriques) et de la courbe de rétention d'eau expérimentale où de l'angle ϕ^b sont pris en compte dans le modèle notamment avec les trois valeurs de ϕ^b : la première est celle du sol sec ($\phi^b = 0$), la deuxième est celle proposée par Fredlund et al. (1978) pour des faibles niveaux de succion ($\tan \phi^b = 0.5 \tan \phi'$) et la troisième est celle plafonnée à ϕ' ($\phi^b = \phi'$), quand le sol est saturé.

6.2 Modélisation du talus sans eau dans SLOPE/W

Pour se donner une idée du comportement du massif constitué entièrement de limon peu plastique, nous commençons les modélisations avec les paramètres effectifs c' et ϕ' obtenus à partir des essais CU. Nous

considérons un modèle géométrique s'étendant sur une longueur de 120 m, une hauteur de 30 m et une pente variable de 25 à 30 %. Dans ce modèle géométrique, nous avons évité de reproduire tous les détails de la réalité physique du terrain en réalisant une abstraction simplifiée de cette réalité afin d'éviter toute complexité inutile dans Geoslope.

Les analyses de stabilité statique pour les quatre méthodes d'équilibre limite utilisées (méthodes de Bishop, Janbu, Morgenstern-Price et GLE) dans SLOPE/W sont présentées à la figure 10 et résumées au tableau 3.

Les facteurs de sécurité minima trouvés sont tous au-dessus de 1 ($F_s > 1$) dans cette analyse de stabilité statique. Il s'agirait dans ce cas d'un talus sans grand risque de glissement, en d'autres termes d'un talus stable sous les conditions statiques. Donc, c'est un élément déclencheur qui a pu provoquer ce mouvement de terrain survenu à Vivy Mitchell.

Tableau 3. Coefficients de sécurité F_s pour les méthodes utilisées dans SLOPE/W

Méthode	Bishop	Janbu	M-P	GLE
F_s	2.019	1.821	2.017	2.018

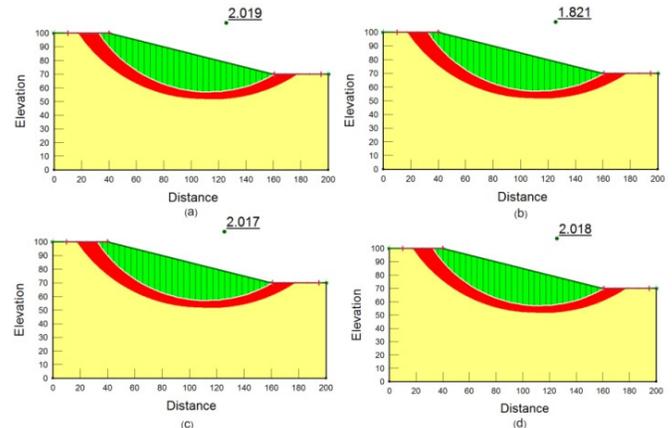


Figure 10. Modélisation de l'analyse statique dans SLOPE/W : (a) Méthode de Bishop, (b) méthode de Janbu, (c) méthode de Morgenstern-Price et (d) méthode GLE

Tableau 4. Effets de la cohésion sur le facteur de sécurité F_s

c' (kPa)	$\phi' = 15^\circ$			
	Fs-Bishop	Fs-Janbu	Fs-M-P	Fs-GLE
0	1.360	1.210	1.359	1.359
5	1.474	1.317	1.473	1.473
10	1.589	1.425	1.587	1.587
20	1.811	1.626	1.809	1.809
30	2.019	1.821	2.017	2.018

Afin d'analyser l'évolution du facteur de sécurité en fonction de la cohésion, nous avons fixé l'angle de frottement interne ($\phi' = 15^\circ$) et choisi une gamme de variation avec plusieurs points pour la cohésion effective

(c'). Le tableau 4 montre les valeurs de c' choisies et la sensibilité de ce paramètre sur le facteur de sécurité. La figure 11 présente l'évolution du facteur de sécurité en fonction de la cohésion effective (c') pour les quatre méthodes considérées. Cette analyse permet d'observer que le facteur de sécurité croît linéairement avec l'augmentation de la cohésion (figure 11).

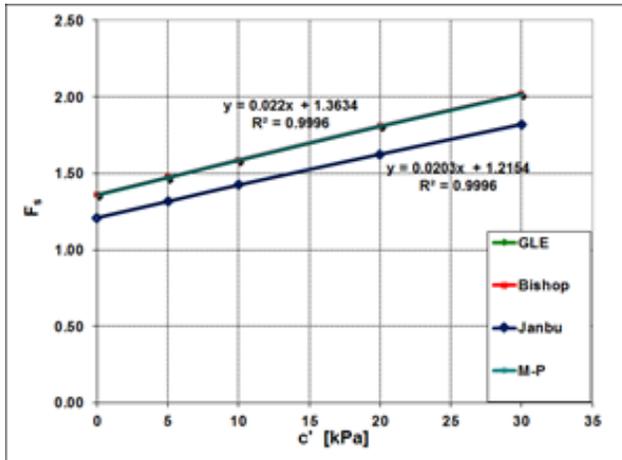


Figure 11. Influence de la cohésion sur le facteur de sécurité F_s

6.3 Modélisation du talus avec eau dans SLOPE/W

Les analyses effectuées dans l'approche de stabilité statique sous l'effet du poids propre du talus ont été réalisées sans nappe. Dans ces analyses, les pressions interstitielles d'eau sont considérées uniformément nulles dans notre talus. Maintenant, nous allons mener une analyse paramétrique avec quatre profondeurs de nappe et tenir compte des effets de l'eau dans notre modèle. Cette analyse paramétrique est réalisée uniquement avec la méthode analytique GLE. En effet, nous choisissons la méthode GLE qui respecte à la fois l'équilibre des moments et des forces, comme méthode d'analyse, pour la suite de notre modélisation.

Dans cette approche du talus avec eau, nous rappelons que seule la prise en compte des effets de l'eau donnant lieu à des pressions interstitielles d'eau positives ($u_w = \gamma_w h_w > 0$) est considérée et que les pressions d'eau au-dessus de la nappe sont nulles ($u_w = 0$). Dans notre analyse, la pression d'eau interstitielle (u_w) est spécifiée avec une ligne piézométrique et une région d'eau peut être créée dans le talus.

Pour la détermination du facteur de sécurité avec la méthode GLE, nous avons défini quatre profondeurs de nappes hydrostatique à environ 0 m, 20 m, 40 m et 60 m par rapport à la surface du sol (respectivement nappe 1, nappe 2, nappe 3 et nappe 4). Les nappes 1 et 2 correspondent à une présence de nappe affleurante et les deux autres (nappe 3 et 4) à des nappes profondes (figure 12).

Nous avons constaté que les fluctuations de profondeur de nappe entre l'état sec (nappe 4 - profondeur 60 m) et l'état saturé (nappe 1 - 0 m) ont pour effet de diminuer significativement le facteur de sécurité jusqu'à environ

49%. Ce constat est dû à l'influence néfaste de l'eau provenant du gradient de pression positive sous la nappe. Donc, une remontée de la nappe (nappe 1 $\rightarrow F_s = 0.982$) déstabilise le talus et s'accompagne d'une diminution du facteur de sécurité. En revanche, un abaissement considérable de la nappe (nappe 4 $\rightarrow F_s = 2.018$) n'a pas d'influence sur la stabilité de notre talus (même valeur pour l'analyse du talus sans nappe).

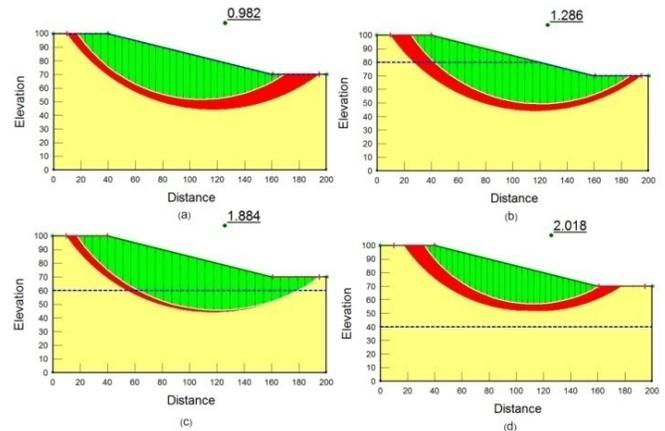


Figure 12. Surfaces de rupture et facteurs de sécurité F_s avec la méthode GLE : (a) nappe 0 m, (b) nappe 20 m, (c) nappe 40 m et (d) nappe 60 m

6.4 Influence de la succion sur la stabilité

Les calculs précédents ont été effectués en supposant seule les pressions d'eau positives sous la nappe dans le talus. Or, dans notre travail, nous nous intéressons plus particulièrement à l'influence de la non saturation du sol sur la stabilité des pentes, en d'autres termes de la zone non saturée à partir du niveau piézométrique de la nappe et en remontant jusqu'à la hauteur d'ascension capillaire pour estimer la variation de l'état hydrique.

Dans notre modèle, nous allons utiliser les deux méthodes proposées (courbe de rétention d'eau et ϕ^b) dans SLOPE/W pour mener la modélisation. Le tableau 5 donne un récapitulatif des coefficients de sécurité trouvés avec ces approches et la figure 13 une comparaison graphique.

Dans les profondeurs de nappe haute (nappe 0 m et nappe 20 m) où la zone non saturée n'est pas grande, nous avons constaté que l'effet de la succion sur la stabilité n'est pas très important. Les valeurs de coefficient de sécurité obtenues se rapprochent de celles déterminées pour le talus avec eau sans succion.

En revanche, lorsque la nappe est plus profonde (nappe 40 m et nappe 60 m) où la zone non saturée est très étendue, l'influence de la succion devient plus importante sur le facteur de sécurité (figure 13). L'importance des effets capillaires est très significative lorsque la zone non-saturée est étendue. Les coefficients de sécurité obtenus dans ces cas sont élevés du fait de l'effet de la succion dans cette zone ($F_s > 1$).

En conclusion, la prise en compte de la succion dans les calculs de stabilité des pentes influence considérablement la cohésion et donc la résistance au cisaillement et le facteur de sécurité.

Tableau 5. Facteurs de sécurité F_s suivant GLE avec effets combinés de la nappe et des courbes de rétention d'eau ou de l'angle ϕ^b

Méthode	GLE-talus avec eau $\phi^b = 0$	GLE-Courbes expérimentales	$\tan \phi^b = 0.5 \tan \phi'$	$\tan \phi^b = \tan \phi'$
F_s (Nappe 0 m)	0.982	0.982	0.982	0.982
F_s (Nappe 20 m)	1.286	1.341	1.333	1.341
F_s (Nappe 40 m)	1.884	2.124	2.004	2.124
F_s (Nappe 60 m)	2.018	3.043	2.608	3.043

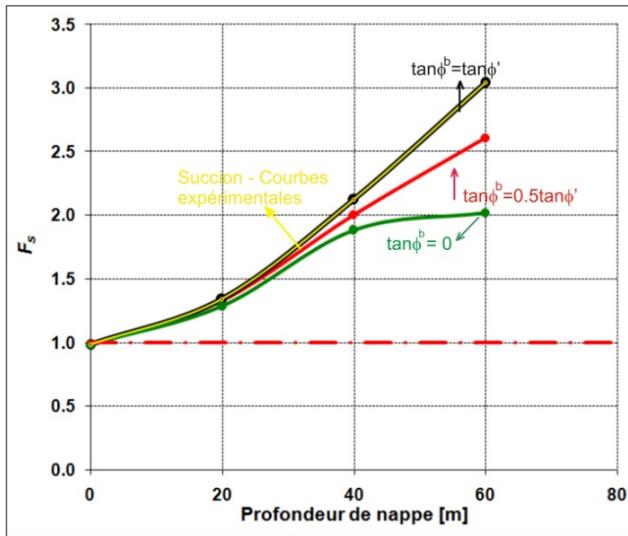


Figure 13. Comparaison de l'influence de ces différentes approches (courbes de rétention d'eau et angle ϕ^b constant) sur le facteur de sécurité F_s

7 CONCLUSIONS

Au terme de cette étude, il est utile de résumer les conclusions les plus importantes de cet article consacré à l'influence de la cohésion apparente sur la stabilité de des pentes de Vivy Mitchell.

La première partie de cet article présente l'analyse de reconnaissance géologique du site, l'évaluation de l'aléa moyen de mouvement de terrain et l'accomplissement des essais réalisés au laboratoire LEMSC de l'UCL. Cette partie avait pour objectif d'avoir de meilleures connaissances géologique, géotechnique et des conditions non saturées des sols de Vivy Mitchell. Elle permet de révéler que le sol prélevé a un comportement de limon peu plastique et déterminer également les paramètres nécessaires (c' et ϕ') pour la modélisation.

La deuxième partie de cet article présente la modélisation numérique du glissement de Vivy Mitchell avec le code de calcul Geoslope. Cette modélisation a montré que le talus était stable par temps sec mais instable par temps humide ou remontée de la nappe. Donc, ce sont

les actions négatives de l'eau qui ont été à l'origine de cette catastrophe survenue à Vivy Mitchell en 2003.

Ces deux parties nous ont permis non seulement de comprendre le mécanisme de rupture qui a engendré le glissement de Vivy Mitchell mais aussi d'observer l'influence des paramètres comme la cohésion, la nappe, la succion sur la stabilité du talus.

REMERCIEMENTS

Les auteurs tiennent à souligner la contribution d'autres collègues dans cet article, spécialement T'Siobbel F. (UCL), Bourget D. (UCL), Saimbertil M. (CNIGS), Prepetit C. (BME-LNBTP) et Joseph Y. F. (LNBTP). Ils remercient l'Unité de Recherche en Géosciences (URGéo) de la Faculté des Sciences (FDS) de l'Université d'État d'Haïti (UEH) et particulièrement le Laboratoire National du Bâtiment et des Travaux Publics (LNBTP) d'Haïti pour son soutien financier à leur participation à GéoQuébec 2015.

RÉFÉRENCES

- Delage, P. Et Cui, Y.J. 2001a. L'eau dans les sols non saturés. Extrait de la collection: Techniques de l'ingénieur. C302, 19p.
- Jean, B.J. 2013. *Etude pluridisciplinaire de la stabilité des pentes: application au glissement de Kenscoff-Mahotièrre (Haïti)*. Thèse de doctorat, Université catholique de Louvain. UCL Presses Universitaires de Louvain. Louvain-la-Neuve, Belgique.
- Jean, B.J., Boisson, D., Thimus, J.-F. et Schroeder, C. 2013. Influence de la succion dans le sol sur la stabilité des talus : glissement de Kenscoff-Mahotièrre (Haïti). Société Canadienne de Géotechnique, SGC, GéoMontréal 2013, Canada. Paper 497, 9p.
- Leclercq, J. et Verbrugge, J.C. 1985. Propriétés géomécaniques des sols non saturés. Compte-rendu Coll. Int. sur le Travail du Sol, Faculté des Sciences Agronomiques de Gembloux, Gembloux, Belgique, pp.1-8.
- Masekanya, J.P. 2008. *Stabilité des pentes et saturation partielle. Etude expérimentale et modélisation numérique*. Thèse de doctorat, Université de Liège, Belgique.
- Prepetit, C. 2004. Le mouvement de terrain à Vivy Mitchell : catastrophe naturelle ou humaine. Laboratoire National du Bâtiment et des Travaux Publics, Port-au-Prince, Haïti.
- St Fleur, S. 2008. Influence de la succion sur la stabilité des pentes en Haïti : cas de Vivy Mitchell. Travaux de Fin d'Etudes (TFE), Université d'Etat d'Haïti. Port-au-Prince, Haïti.
- Terrier, M., Bialkowski, A., Nachbaur, A., Prépetit, C. and Joseph, Y.-F. 2014. Revision of the geological context of the Port-au-Prince, Haiti, metropolitan area: implications for seismic microzonation. Nat. Hazards Earth Syst. Sci. Discuss., 2, 1613-1635. www.nat-hazards-earth-syst-sci-discuss.net/2/1613/2014/.
- T'Siobbel, F. et Bourget, D. 2008. Influence de la cohésion apparente sur la stabilité des pentes en Haïti. Travaux de Fin d'Etudes (TFE), Université catholique de Louvain. Louvain-la-Neuve, Belgique.