

Analyse des glissements de terrains en région urbanisée

Analysis of landslides in urban regions

Rahhal M.E.

Université Saint Joseph, Beyrouth, Liban

Hajal M.

Université Libanaise, Beyrouth, Liban

Seoud J.P.

GSC Consultants, Beyrouth, Liban

Rafie E.

STS Consultants, Beyrouth, Liban

RÉSUMÉ: Des glissements de terrains importants ont eu lieu au pays du cèdre. La topographie montagneuse du Liban, la présence des aquifères et les fouilles réalisées pour les travaux de construction sont à l'origine du risque élevé de glissements de terrains. Un objectif principal visé par cette étude est de comprendre les facteurs causant ces instabilités. Deux études de cas bien documentés sont analysées. Les glissements ont lieu dans des formations argileuses à l'interface au-dessus de formations plus rigides composées de marne argileuse ou de roche calcaire. On observe aussi les glissements dans des alternances de banc calcaire fracturé et couche d'argile intercalée. Des conclusions intéressantes sur le comportement des sols à la rupture sont avancées. Les résultats escomptés devront compléter une cartographie éventuelle des cas de glissement à travers le Liban.

ABSTRACT: Important landslides took place in the land of cedar. Lebanon's mountainous topography, the presence of aquifers and excavations for construction are at the origin of the high risk of landslides. A main objective of this study is to understand the factors causing these instabilities. Two well-documented case studies are analyzed. Landslides occur in clay formations at the interface over more rigid formations composed of clayey marl or limestone. There are also landslides in alternating fractured limestone bench and intercalated clay layer. Interesting conclusions on the behavior of soil at failure are proposed. The expected results should help in achieving a possible landslide cases mapping throughout Lebanon.

KEYWORDS: landslide, marly clay, shale

MOTS-CLÉS: glissement de terrains, argile marneuse, schiste argileux

1 INTRODUCTION

Le Liban a connu ces dernières années des hivers avec des pluies particulièrement abondantes. Ces intempéries sont à l'origine de plusieurs cas d'instabilité des terrains surtout en régions montagneuses parfois très proches du littoral densément habité. La densité moyenne de la population libanaise est de 450 habitants par km², ce chiffre étant beaucoup plus élevé sur la côte méditerranéenne et diminuant en altitude. L'urbanisation couvre donc aujourd'hui une grande superficie du pays du cèdre. En janvier 2013, la tempête qui a frappé le pays a laissé des dégâts énormes avec des glissements menaçant des habitations dans plusieurs régions. Mais l'activité humaine due à l'urbanisation se manifestant par les fouilles réalisées pour les travaux de construction vient aussi se conjuguer aux facteurs naturels déclenchant les glissements.

La répartition spatiale des mouvements relève de la topographie et de la géologie (Carrara et al. 1995). Leur occurrence est très marquée par les variations climatiques mais peut aussi être liée à des secousses sismiques ou encore être induite par les activités humaines. Le glissement est défini par le déplacement de terrains meubles ou rocheux et peut être identifié par un état d'activité (Cruden et Couture 2011). Selon la géométrie de la surface de rupture, deux types principaux de glissements sont distingués: d'abord, le glissement plan où la ligne de rupture suit généralement une couche mince ayant de mauvaises caractéristiques mécaniques et sur laquelle s'exerce souvent l'action de l'eau (couche savon). Ensuite, le glissement plutôt rotationnel où la surface de glissement est plus ou moins circulaire; ce mouvement étant caractérisé par l'existence d'une zone de départ (Abramson et al. 2002). Le passage de l'état de stabilité à l'état d'instabilité (Dikau et al. 1996) relève de causes nombreuses: externes (l'érosion, les séismes, les surcharges

d'un ouvrage); et internes (l'augmentation de la pression interstitielle, l'altération d'une roche). Souvent aussi, les causes sont conjuguées. Les matériaux affectés sont très variés (Fletcher et al. 2002), mais globalement la présence d'argile en forte proportion est toujours un élément défavorable. Au Liban, le rôle de l'eau est reconnu comme le facteur déclenchant des glissements en l'absence du facteur tectonique. Il y a aussi les excavations réalisées qui deviennent un facteur déstabilisant. Beaucoup de techniques ont été développées afin de minimiser l'impact des glissements de terrains (Popescu 2002). Une analyse des facteurs causant les instabilités de pentes au Liban a été réalisée (Rahhal et al. 2003). Un travail de cartographie des mouvements de terrains a aussi été entrepris (Rahhal et al. 2004). Enfin, des études probabilistes sont aussi conduites dans le but de comprendre la sensibilité des paramètres géotechniques dans l'évaluation de la stabilité des pentes. (Rahhal and Abou Rached 2005; Rahhal 2006; Benarroch et al. 2011).

Cet article présente une analyse étoffée de deux glissements, survenus au nord de Beyrouth dans deux régions densément peuplées. La compréhension du comportement des sols est une étape fondamentale lors de l'analyse d'un glissement de terrain.

2 CAS DU GLISSEMENT DE ESSFIRÉ

2.1 Localisation et contexte

Essfiré est une bourgade au nord du Liban, d'altitude moyenne 1100 mètres. Elle est située à 120 km de la ville de Beyrouth. En mars 1998, le sol à Essfiré a glissé, suite à la fonte de la neige accumulée. Ce glissement montré dans la Figure 1 sera l'objet de cette étude. La région a déjà connu dans son

histoire plusieurs glissements depuis les années soixante. La zone glissée a 70m de largeur, et 835m de longueur. Le profil de la pente a été tracé entre les cotes 960 et 1170 mètres. La pente à la cote 960m a un angle de 18°, elle commence à s'atténuer peu à peu, pour atteindre 12° au milieu du glissement, et arrive enfin à 10° au sommet, aux alentours de la cote 1170m.



Figure 1. Vue globale du glissement dans le centre de la bourgade Essfiré. Le mouvement entre les maisons est indiqué par la flèche.

2.2 Données géotechniques

Pour pouvoir identifier les différentes couches de sol constituant la région glissée, une analyse détaillée des forages réalisés s'avère être indispensable. Le profil du sol qui a glissé peut être représenté par 3 couches principales: une première couche en surface constituée d'une argile sableuse avec du gravier; une seconde couche en profondeur formée d'une argile marneuse; et enfin, une troisième couche constituant le substratum rocheux. Les propriétés géotechniques minimales et maximales des deux couches argileuses sont présentées dans le Tableau 1.

Tableau 1. Plage de valeurs pour les propriétés des couches d'argile sableuse et d'argile marneuse.

Propriété	Argile sableuse	Argile marneuse
Limite de liquidité (%)	30-52	21-67
Limite de plasticité (%)	12-24	7-35
Pourcentage de fines (%)	31-96	42-83
Pourcentage d'argile (%)	9-42	9-52

La couche superficielle du sol est formée principalement d'une argile sableuse d'épaisseur variable allant de 1 à 13m. Les essais de cisaillement direct réalisés permettent d'attribuer à cette couche d'argile sableuse les valeurs moyennes de cohésion et d'angle de frottement suivantes: $c = 20 \text{ kN/m}^2$ et $\phi = 22^\circ$. Par ailleurs sa perméabilité mesurée est $k = 8 \times 10^{-5} \text{ cm/s}$. En dessous de la couche d'argile sableuse, se trouve une couche d'argile marneuse d'épaisseur variant entre 1.5 m et 8 m. Les essais de cisaillement direct réalisés sur cette argile marneuse donnent les valeurs moyennes de cohésion et d'angle de frottement suivantes: $c = 46 \text{ kN/m}^2$ et $\phi = 18.5^\circ$. Une perméabilité représentative de cette couche d'argile marneuse est donnée par $k = 7 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$. L'indice de plasticité de 22 % laisse supposer un taux et un potentiel de gonflement pour cette argile marneuse assez élevés. En cas de saturation de cette argile, elle pourrait gonfler considérablement, et sa cohésion risquerait de diminuer. Cette couche d'argile jouerait donc en cas de saturation, le rôle d'une couche savon. Sachant que pendant la période des forages, aucune nappe n'a été détectée, cela laisserait supposer que ces valeurs sont «à sec». Enfin, le substratum rocheux a été

trouvé à des profondeurs variant entre 5 m et 17m. Ce rocher est moyennement fracturé et fissuré, et ses fractures sont remplies d'argile. Sous l'effet des pluies et des infiltrations d'eau dans le sol, la saturation d'argile comblant les fissures entraînerait leur gonflement, ce qui exercerait une importante pression latérale dans le rocher, et augmenterait le risque de détachement du rocher de l'argile qui est en dessus.

2.3 Calcul et analyse de la stabilité

Une analyse du profil de sol obtenu laisserait présager les causes éventuelles qui ont déclenché le glissement. La couche d'argile marneuse, en cas de saturation pourrait très bien jouer le rôle de couche savon pour cette pente. Le glissement s'étant produit au mois de mars, la fonte des neiges a un rôle à jouer dans la saturation du sol. La nature gonflante de cette argile et son grand potentiel d'effondrement renforcent la théorie de la couche savon; ce qui nous laisse deviner une surface de rupture potentielle qui se trouverait au niveau de l'argile marneuse. Ceci valide l'existence d'un glissement plan dû à une couche saturée aux faibles propriétés mécaniques qui glisserait sur une discontinuité. Le problème serait donc a priori un problème d'eau. Ayant considéré la saturation de la couche d'argile marneuse comme étant la cause du glissement, il a été décidé de répartir le profil en 3 couches: une première couche d'argile sableuse (couche 1), une deuxième couche d'argile marneuse non saturée (couche 2) qui perd de ses propriétés mécaniques, et enfin une dernière couche qui représente le substratum rocheux (couche 3). L'analyse qui suit va considérer donc deux périodes, selon que la couche d'argile marneuse soit non saturée (période sèche) ou saturée (période humide), pour observer l'évolution du coefficient de sécurité entre ces deux périodes de l'année.

2.3.1 La période sèche

Cette période est la période d'été en principe, où il n'existe pas d'eau dans le sol. Pendant la période d'été, quand les forages ont été réalisés, l'argile marneuse n'a pas de partie saturée. Les propriétés mécaniques à considérer seront celles trouvées lors de la réalisation des essais sur des échantillons tirés à partir des forages exécutés. La surface de rupture a été prédéfinie à l'avance. Ainsi durant la période sèche, les coefficients de sécurité obtenus suivant quatre méthodes de calcul (Fellenius, Bishop, Janbu, Morgenstern-Price) sont de l'ordre de 3.

2.3.2 La période humide

Cette période est normalement caractérisée par les mois d'hiver et du début du printemps, où les fortes pluies, et la fonte des neiges ont un effet sur l'approvisionnement du sol en eau, et la saturation de ses couches. Les propriétés mécaniques à observer pour l'argile marneuse saturée en profondeur sont: $\phi_u = 0$, et une valeur réduite de la cohésion C_u sera considérée. La saturation de l'argile marneuse entraînant son gonflement et une diminution de ses propriétés cohésives, plusieurs itérations seront effectuées sur cette valeur en la diminuant constamment, afin de trouver la valeur critique de la cohésion qui entraînerait la rupture, et la chute du versant. La surface de rupture a été prédéfinie à l'avance, comme étant parallèle à la discontinuité entre le rocher et le sol. Une variation en diminution de la cohésion donne les valeurs de coefficients de sécurité montrés dans le Figure 2. Les cohésions qui induisent la rupture pour les différentes méthodes de calcul varient entre 23 et 29 kPa. Le coefficient de sécurité diminue presque linéairement avec la cohésion tel que montré dans la Figure 2. D'autre part, en considérant une cohésion de 26 kPa pour l'argile marneuse saturée, l'équilibre des forces pour une même tranche a été analysé, et l'évolution des forces sur cette tranche entre période sèche et période humide a été calculée. L'analyse des résultats montre une diminution moyenne de 33 % de la résistance au cisaillement à l'interface roche/sol dans les conditions humides.

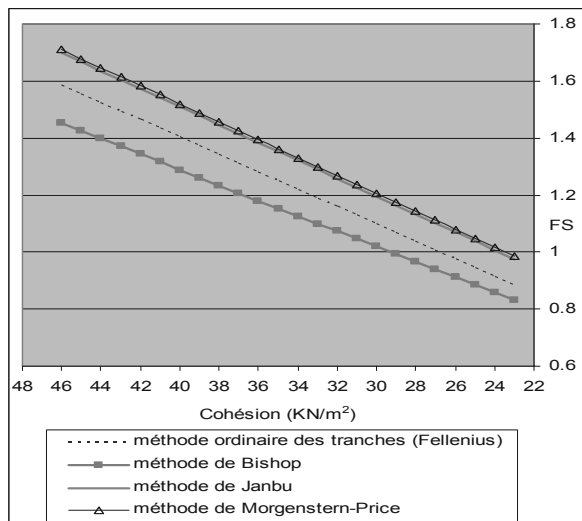


Figure 2. Evolution du coefficient de sécurité en fonction de la cohésion en période humide pour différentes méthodes de calcul.

3 CAS DU GLISSEMENT DE ANTELIAS

3.1 Localisation et contexte

Le deuxième glissement de terrain analysé est survenu en Avril et Mai 2006 à Antélias, une ville sur le littoral au nord de Beyrouth, emportant une partie de la route Faouar Antélias-Raboueh (Figure 3 et Figure 4). La synthèse des levés géologiques, des sondages de reconnaissance et des constatations sur le site, permet de schématiser le site comme suit. Dans la partie supérieure du glissement (cote 130m) et le sommet de la fouille Mission La Vie (cote 95m), la surface du sol a une pente de 15° dans la direction Ouest-25°-Sud. Dans sa partie inférieure, la surface se poursuit avec une pente 15° dans la direction Ouest-45°-Sud pour arriver sur un plat artificiel ayant servi d'aire de stockage de déchets à la cote 86m. Dans la zone de glissement, le pendage ne peut être mesuré en surface car le rocher n'y affleure pas, mais des sondages indiquent que le toit du rocher a un pendage de 14° dans la direction Nord-78°-Ouest. Les relevés piézométriques montrent que la zone de glissement est imbibée d'eau; Elle est alimentée par un aquifère et par les égouts défailants le long de la route.



Figure 3. Route Faouar Antélias-Raboueh coupée par le glissement.



Figure 4. Le glissement de Antélias vers la fouille Mission la Vie. L'ouverture de la fouille serait un facteur déclenchant

3.2 Données géotechniques

Dans la zone de glissement, on rencontre de haut en bas 3 couches, à savoir: D'abord, à la surface, une couche d'éboulis et de dépôts quaternaires alluviaux formée de silts argilo-sableux et caillouteux. Cette couche s'étend jusqu'à la surface et a une épaisseur moyenne de 7m. Ensuite, une couche d'argile silteuse fortement surconsolidée (schiste argileux ou shale), de couleur brun chocolat. Son épaisseur est variable entre 0,5 et 4m avec une moyenne de 1,5m. L'épaisseur semble croître en allant vers le Nord. Enfin, le substratum rocheux calcaire, altéré et fissuré. Cette roche est relativement perméable (10 à 20 lugeons) et sert de drain aux argiles qui la surmontent. En termes de caractéristiques mécaniques, la couche de surface a un angle de frottement $\phi=25^\circ$ et une cohésion $c=20$ kPa. Cette couche n'intéresse pas le glissement. La deuxième couche (schiste argileux) est responsable du glissement. En effet, dans leur état naturel ces schistes argileux sont très résistants, avec une cohésion de plusieurs centaines de kN/m². Cependant, mis en contact prolongé avec l'eau, ils sont fortement absorbants et leurs propriétés mécaniques se dégradent fortement, jusqu'à provoquer un glissement à leur surface. Deux échantillons de ce schiste argileux ont été testés (essais CU) pour en déduire un angle de frottement ϕ_{cu} et une cohésion C_{cu} . Les résultats sont les suivants: Essai 1 ($I_c = \text{indice de consistance} = 0,803$; $\phi_{cu} = 15^\circ$; $C_{cu} = 44$ kPa); Essai 2 ($I_c = \text{indice de consistance} = 0,725$; $\phi_{cu} = 17^\circ$; $C_{cu} = 46$ kPa). Les caractéristiques ci-dessus ne représentent pas en réalité les caractéristiques des schistes argileux lors du glissement et ce, pour deux raisons, à savoir: Premièrement, ϕ_{cu} et C_{cu} représentent les caractéristiques mesurées à court terme; or quand les sols argileux sont soumis à des contraintes de cisaillement pendant un temps assez long, les particules le long de la ligne de glissement potentielle se réorientent progressivement (fluage); il en résulte un affaiblissement des caractéristiques du sol le long de cette ligne et elles tendent vers les "caractéristiques résiduelles" en grande déformation. Ces dernières sont estimées, aux deux tiers des caractéristiques mesurées ($IP=17\%$), soit: $\phi_{rcu} = 2/3 \phi_{cu}$ et $C_{rcu} = 2/3 C_{cu}$. Deuxièmement, si en plus de l'affaiblissement dû au fluage, on permet au schiste argileux fortement absorbant de se saturer d'eau et de gonfler (gonflement 5,6 et 7,8%), il s'affaiblit encore plus pour tendre vers des caractéristiques minimales ϕ_{mecu} et C_{mecu} qui sont essentiellement fonction de l'indice de consistance I_c . Cependant, en surface de la couche de schiste argileux, directement en contact avec l'eau, l'indice de consistance I_c peut atteindre 0,5 formant ainsi une pellicule de quelques centimètres extrêmement affaiblie (couche savon). En appliquant les deux réductions (caractéristiques résiduelles et

caractéristiques minimales) aux deux échantillons, pour obtenir les caractéristiques des schistes argileux le long de la ligne de glissement, nous obtenons: pour l'essai 1 ($\phi_{m\text{cu}} = 10^\circ$ et $C_{m\text{cu}} = 2,8$ kPa) et pour l'essai 2 ($\phi_{m\text{cu}} = 11^\circ$ et $C_{m\text{cu}} = 4,8$ kPa).

Pour une couverture de 7m de sol, de densité 2, la résistance au cisaillement au toit de la couche de schiste argileux (shale) serait de 26,3 à 30,7 kPa. Ces valeurs se recoupent assez bien avec celles dans la littérature pour des argiles raides et shales à long terme, soit une résistance au cisaillement de 20 à 40 kPa.

3.3 Calcul et analyse de la stabilité

Une estimation des forces dues à la pression de l'eau dans les fissures montre que celles-ci sont très faibles comparées aux forces actives de gravité qui provoquent le glissement et aux forces passives de cohésion qui le freinent (de l'ordre de 4 à 5%). Ces faibles forces de pression d'eau n'ont d'importance pour le glissement que si les forces actives de gravité et les forces passives de cohésion s'équilibrent à peu de chose près, c'est-à-dire si les forces actives de gravité seules sont très légèrement inférieures aux forces passives de cohésion (période sèche stable) mais en y ajoutant les forces actives de poussée d'eau, elles deviennent légèrement supérieures aux forces de cohésion (fortes précipitations).

Le glissement plan se fait sur le toit des shales, qui dans la direction du glissement (Ouest 13° Sud) faisant un angle de 25° avec la ligne de plus grande pente, a une pente de 12°7. En effet, il ne peut se faire dans les couches de surface (éboulis et dépôts quaternaires) car l'angle de frottement $\phi = 20^\circ$ est supérieur à la pente 12°7 et il ne peut se faire dans la masse des shales ou au contact shale-rocher car dans ces zones, le schiste argileux a un indice de consistance supérieur à 0,725 donc des caractéristiques résiduelles $\phi_{cu} \geq 10^\circ$ et $C_{cu} \geq 29,3$ kPa entraînant une résistance au glissement supérieure aux forces actives de gravité. Sur le toit des schistes argileux (couche savon), les contraintes de cisaillement dues au poids des sols de surface, sur un élément de pente 12°7, sont en moyenne de 30 kPa.

Pour équilibrer ces forces actives, le toit des schistes argileux devrait avoir en moyenne une résistance au cisaillement de 30 kPa, or les schistes argileux mis en présence d'eau de façon prolongée, atteignent leur état minimal, c'est-à-dire une résistance au cisaillement de 26,3 à 30,7 kPa. Ce calcul montre que les forces actives et passives s'équilibrent sensiblement (le coefficient de sécurité étant très voisin de 1) et que le glissement peut se produire. Si aux forces actives nous ajoutons les faibles forces dues aux pressions d'eau dans les fissures, il devient alors très probable que le glissement s'active comme il a été constaté après de fortes précipitations. En admettant une résistance moyenne au cisaillement égale 28,5 kPa, les coefficients de sécurité sont: Absence de précipitations, $F = 28,5/30=0,95$; incertitude sur le glissement. Fortes précipitations: poussées de l'eau= 1,8 kPa par mètre carré de glissement: $F = 28,5/31,8=0,9$; le glissement est presque certain. Le bilan des forces, présenté ci-dessus, néglige les forces de butée au pied du glissement comme cela est effectivement le cas après ouverture de la fouille Mission La Vie.

La question qui se pose naturellement est de savoir si l'ouverture de la fouille a contribué au glissement, sachant que le sol avait été très affaibli par les écoulements d'eaux usées. Pour y répondre nous avons évalué les forces de butée au pied du glissement, avant ouverture de la fouille. Pour une fouille de 7m de hauteur en moyenne et 30m de long environ, la force de butée est de 50000 kN, soit une contrainte moyenne tangentielle sur le plan de glissement (estime à 10.000m^2) de 4,75 kPa. En admettant une résistance moyenne au glissement de 28,5 kPa, l'ensemble des forces passives serait égal à $28,5+4,75 = 33,25$ kPa, soit une sécurité $F = 33,25/30 = 1,1$; ce qui signifie que le glissement n'aurait probablement pas eu lieu. Il semblerait donc que l'ouverture de la fouille Mission La Vie ait contribué au glissement bien que faiblement, la raison essentielle étant

l'affaiblissement du sol par les eaux usées. En définitive, nous pouvons affirmer que le glissement est dû à deux causes, l'une majeure et l'autre mineure, à savoir: la cause majeure est due à l'imbibition en surface, et pendant une période prolongée, des schistes argileux qui se situent à 7m sous la surface du sol. Cette imbibition est due aux pertes en continu des égouts vétustes le long de la route Fouar Antélias-Raboueh. Elle réduit très fortement la résistance du sol le ramenant dans un état à la limite du glissement (sécurité $F = 1.1$). Quant à la cause mineure: le sol étant à la limite du glissement, l'ouverture de la fouille qui enlève la faible butée en pied du glissement (15% des forces résistantes) le fragilise encore plus, rendant le glissement possible à la moindre force active supplémentaire.

4 CONCLUSION

Les deux glissements sont plans: le sol glissé subit une translation, formant un bloc non ou peu fissuré. Le glissement se fait sur le toit de formations argileuses affaiblies par l'eau et sensiblement parallèles au toit du rocher. Pour le deuxième glissement, l'ouverture de la fouille en aval constitue un élément de déclenchement supplémentaire. L'effet néfaste des propriétés mécaniques affaiblies des argiles est expliqué.

5 REFERENCES

- Abramson L.W., Lee T.S., Sharma S. and Boyce G.M. 2002. *Slope stability and stabilization methods, Second edition*. John Wiley & Sons, USA.
- Benarroch A., Hernandez M.A. and Manzanilla R. 2011. Evaluation of sensitivity of the geotechnical parameters in the analysis of slope stability, *Proceedings of the 64th Canadian Geotechnical Conference*, Toronto, Ontario, Canada, Volume 3: 2633-2639.
- Carrara A., Cardinali M., Guzzetti F. and Reichenbach P. 1995. *GIS-based techniques for mapping landslide hazard*. Edited by A. Carrara and F. Guzzetti. Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, Netherlands.
- Cruden D.M and Couture R. 2011. The working classification of landslides: material matters, *Proceedings of the 64th Canadian Geotechnical Conference*, Toronto, Ontario, Canada, Volume 3: 2540-2546.
- Dikau R., Brunsden D., Schrott L. and Ibsen M.L. 1996. *Landslide Recognition: Identification, Movement and Causes*. John Wiley & Sons, England.
- Fletcher L., Hungr O. and Evans S.G. 2002. Contrasting failure behavior of two large landslides in clay and silt. *Canadian Geotechnical Journal*, 39(1), 46-62.
- Popescu M.E. 2002. Landslide causal factors and landslide remedial options. *Keynote Lecture. Proceedings of the third international conference on landslides, slope stability and safety of infrastructures*, Singapore: 61-81.
- Rahhal M.E., Nini R. and Favre J.L. 2003. Analysis of factors causing slope instabilities, *Proceedings of the 56th Canadian Geotechnical Conference*, Winnipeg, Manitoba, Canada, Volume 2: 368-375.
- Rahhal M.E., Nini R. and Favre J.L. 2004. Une Approche Simple de la Cartographie du Risque du Glissement de Terrains. *Proceedings of the 57th Canadian Geotechnical Conference*, Québec, Canada, Session 5C: 13-18.
- Rahhal M.E. and Abou Rached, Z. 2005. Reliability Analysis of Slope Stability Involving Generalized Slip Surfaces. *Proceedings, 9th International Conference on Structural Safety and Reliability*, ASCE Geo-Institute Risk Assessment and Management Committee, Università di Roma La Sapienza, Rome, ITALY, Millpress 2005 Eds, pages: 985-992.
- Rahhal, M.E., 2006. Geotechnical Understanding of Probabilistic Landslides Appraisal Approaches. *Proceedings 5th International Conference on Computational Stochastic Mechanics*, Rhodes, GREECE, Millpress 2007 Eds, pages: 559-568.