

RETOURS D'EXPÉRIENCES ET RÉFLEXIONS SUR LA STABILISATION DE GRANDS GLISSEMENTS DE TERRAIN

FEEDBACK AND THOUGHTS ON THE STABILISATION OF LARGE LANDSLIDES

Jean-Pierre MAGNAN¹ et Dominique BATISTA²

¹ Université Gustave Eiffel, IFSTTAR, Marne-la-Vallée, France

² CEREMA Méditerranée, Aix-en-Provence, France

RÉSUMÉ – La difficulté de stabiliser les glissements de terrain dépend beaucoup de leur volume. L'article présente deux exemples de stabilisation de glissements de 0,3 à 0,5 millions de mètres cubes. La stabilisation a été obtenue par des rangées de pieux et de barrettes dimensionnées pour apporter un gain de 10% environ sur la stabilité. Dans les deux cas, les travaux ont été efficaces et les mesures valident les choix faits.

ABSTRACT – The difficulty of stabilising landslides depends much on their volume. This paper presents two cases of slide stabilisation, for slide volumes of 0,3 and 0,5 million cubic meters. Stabilisation was obtained by installing rows of piles or barrettes, dimensioned as to produce about 10% improvement of the stability. In both cases, the works were efficient and measurements validate the choices made.

1. Introduction

Les glissements de terrain de grande ampleur sont généralement réputés non sécurisables car ils mettent en jeu de très grands volumes de terrain. Leur confortement mécanique nécessite des efforts stabilisateurs extrêmement importants, qui sont souvent hors de portée des techniques de confortement usuelles (clouage, tirant, berlinoise de pieux ou barrettes ...) ou des capacités de financement des travaux (coût des travaux souvent prohibitifs par rapport aux enjeux). Il est donc primordial de rechercher à optimiser ces confortements tout en garantissant leur efficacité.

Les plus grands glissements connus dans le monde ont des volumes tels qu'il est préférable de chercher à les éviter. Des exemples de glissement de très grande ampleur sont ceux du barrage du Vaïont en Italie (260 millions de mètres cubes), du glacier d'Aletsch en Suisse (200 millions de mètres cubes), de la Clapière en France (50 millions de mètres cubes), de Val Pola en Italie (30-40 millions de mètres cubes).

La stabilisation des glissements de plus faibles volumes est envisageable, au prix d'investissements importants. Nous présentons dans cette communications deux exemples de glissements de plus faible volume : 300.000 m³ pour le glissement survenu sur l'autoroute M3 sur l'île Maurice et 500.000 m³ pour le glissement des Pégons sur l'autoroute A9 en France. Ces glissements ont été stabilisés en installant deux files de pieux en quinconce pour le premier et une rangée de barrettes pour le second.

2. Les règles issues de l'expérience

Le Cerema et l'Ifstar ont développé conjointement, depuis une quarantaine d'années, différentes stratégies et pistes d'optimisation pour la conception et la justification des confortements de pentes instables et glissements de terrain impactant des ouvrages routiers, ferroviaires et des zones habitées.

La stabilisation d'un massif de terrain instable ne peut intervenir qu'une fois que la zone

instable a été caractérisée, en termes de géologie, hydrogéologie et cinématique des déformations. La caractérisation mécanique des matériaux présents dans la pente est également souhaitable, quand elle est possible. Mais leur identification est indispensable. Ces informations sont obtenues par l'analyse géologique du site, par la pose de piézomètres et d'inclinomètres et leur observation pendant au moins un cycle annuel, par l'exécution de sondages et d'essais, quand le site du glissement reste accessible. L'étude d'un glissement de terrain reste une opération longue et coûteuse, que l'on n'entreprend que lorsque l'enjeu en vaut la peine.

La méthode d'analyse utilisée pour évaluer l'équilibre d'une pente repose sur le calcul de l'équilibre d'un bloc sur une surface de glissement. Ce calcul suppose que l'on connaît la géométrie de la surface de glissement, définie par les fissures en tête de glissement, la position du bourrelet de pied et les informations déduites des mesures inclinométriques. L'objectif est de calculer un coefficient de sécurité global de 1 sur la surface de rupture observée. Si la surface de rupture est connue avec une bonne précision, ce calcul permet de définir quelle résistance a été mobilisée en moyenne dans le terrain sur la surface de rupture. On admet que cette résistance sera celle qui pourra être mobilisée sur cette même surface de rupture une fois les mesures de stabilisation de la pente mises en place. On en déduit aussi quelle résistance supplémentaire doit être apportée par le confortement du terrain.

La stabilité du massif conforté doit être validée par des calculs. La justification et l'optimisation doivent satisfaire les conditions imposées en termes de gain de stabilité. L'objectif courant visé pour les ouvrages neufs est un coefficient de sécurité global de l'ordre de 1,5 et le système des coefficients partiels existant dans l'Eurocode 7 (2004), qui est lié à cette valeur de 1,5, conduit à chercher un gain de stabilité d'environ 50%, parfois un peu plus faible.

Dans la plupart des cas, un tel objectif est irréaliste pour les glissements de terrain courants. Quelle que soit la technique utilisée pour conforter le glissement de terrain (modifier la géométrie, diminuer les pressions interstitielles, installer des masques poids ou des massifs drainants, introduire des éléments résistants dans la pente, comme des lignes de pieux ou de barrettes, rajouter des tirants d'ancrage) on se limite en pratique à des gains de stabilité plus faibles, comme 10%, 20% ou 30%, selon la confiance que l'on a dans la technique, son efficacité et sa durabilité.

L'expérience accumulée grâce aux études et travaux programmés et contrôlés par les géologues et ingénieurs géotechniciens des laboratoires des ponts et chaussées (intégrés par la suite dans le CEREMA et l'IFSSTAR) a été formalisée dans des guides publiés par le LCPC. Le Guide Technique « Stabilisation des glissements de terrain » (LCPC, 1998) indique que le coefficient de sécurité global visé dépend de la technique utilisée. Il donne comme exemples (extrait du tableau IV) :

- butée de pied : 1,2 à 1,3 ;
- adoucissement de la pente : 1,2 ;
- drainage : 1,4 ;
- purge totale : 1,5 ;
- clouage incliné : 1,2 à 1,3 ;
- pieux : 1,1 à 1,2.

Ces valeurs ont été utilisées pour calculer le renforcement des deux glissements de terrain routiers présentés dans la suite de cette communication (stabilisation par pieux et barrettes).

Pour les grands glissements de terrain, il est envisageable de focaliser la stabilisation sur une partie du volume en glissement au lieu d'essayer d'améliorer l'ensemble du versant. Cette stratégie permet de limiter substantiellement les ouvrages de stabilisation nécessaires.

3. Stabilisation du glissement de Terre Rouge-Verdun sur l'île Maurice

3.1. Présentation du site et de l'ouvrage

La construction d'un remblai autoroutier de 10m de hauteur sur une pente inclinée de 5 à 10% a provoqué la rupture de la pente lors d'un épisode de pluies très intenses, fréquentes sur l'île Maurice. La rupture a coupé l'autoroute en provoquant des fissures à 45 degrés à travers la chaussée, avec un décrochement atteignant un mètre. La ligne de fissures est perpendiculaire à la pente. On n'a pas vu le pied du glissement, mais la profondeur de la surface de glissement a été détectée par deux tubes inclinométriques.

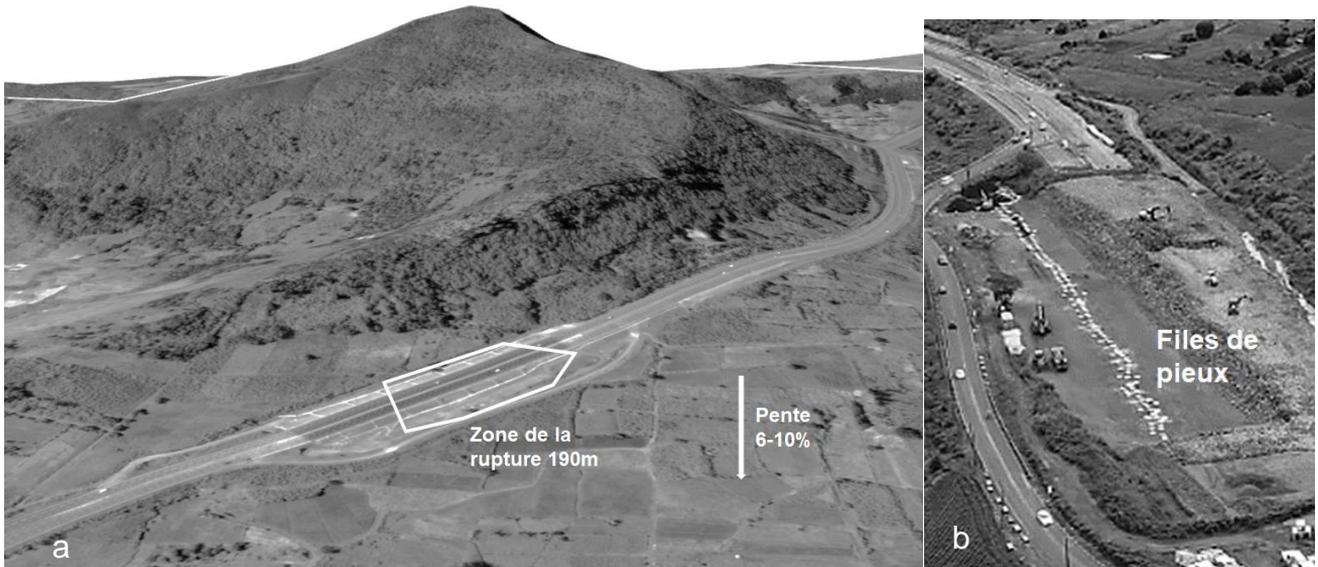


Figure 1. Position de la zone de la rupture (a) et des files de pieux destinées à stabiliser la pente (b)

3.2. Analyse de la rupture

Le glissement s'est produit sur une longueur d'environ 190m. La surface de rupture commence aux fissures visibles dans la chaussée et passe par les points de courbure des inclinomètres (Figure 2). Si l'on admet que sa forme est circulaire, on obtient la géométrie représentée sur la figure, présentée sur un plan vertical dans le sens de la pente.

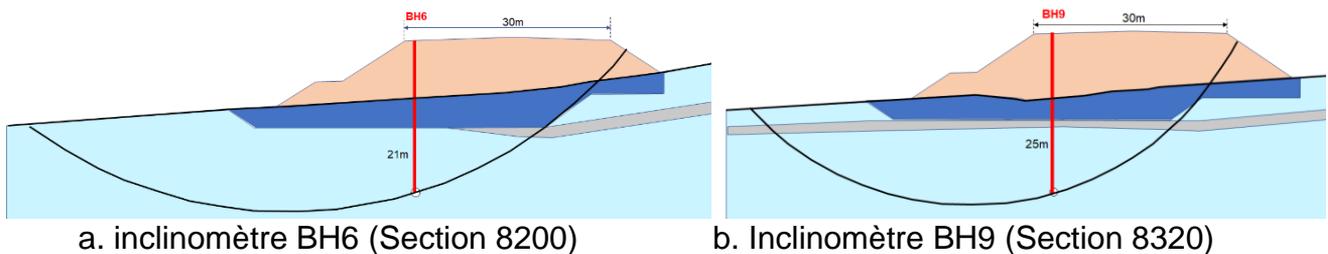


Figure 2. Position de la surface de rupture potentielle

Le site du glissement fait partie d'une région de l'île Maurice où les dépôts accumulés lors des éruptions volcaniques sont constitués de basaltes et de brèches altérés quand on monte vers la surface. Le substratum basaltique, situé vers 25m de profondeur, est recouvert de brèche et de basalte faiblement à modérément altérés, de résistance mécanique assez élevée pour y ancrer des pieux et assez perméables pour permettre la circulation de l'eau sous la pente. On trouve au-dessus des brèches fortement argileuses et en surface des terrains dont les propriétés sont liées aux fortes précipitations et à l'évaporation de la saison sèche (Figure 3).

Les résultats de la reconnaissance géotechnique montrent des résistances assez élevées, incompatibles avec un glissement de terrain. On a pour cette raison déterminé par le calcul (analyse de l'équilibre limite de blocs rigides) les valeurs de la résistance au cisaillement qui donnent un coefficient de sécurité global de 1 pour les conditions de chargement dû au remblai avec des conditions hydrauliques très défavorables (nappe en surface sur tout le site), mais assurent la stabilité avec les mêmes pluies sans le remblai et avec le remblai sans les pluies. Cette méthode est la seule qui permette de définir les propriétés du sol sans faire référence aux essais.

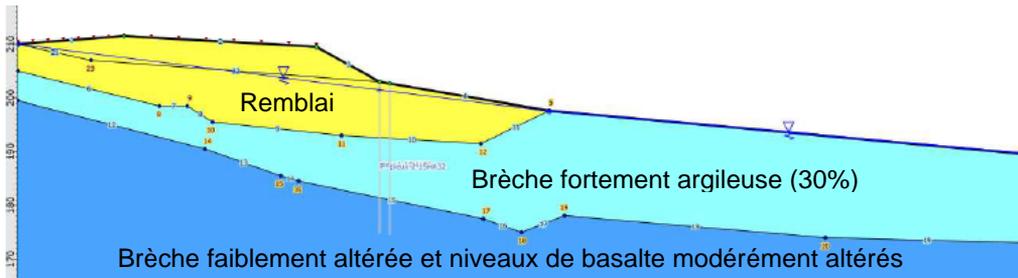


Figure 3. Schéma adopté pour l'analyse de la stabilité du site du glissement

Les calculs ont conduit à retenir pour la couche de brèche argileuse, dans laquelle se développe la surface de rupture, un angle de frottement interne de 14 degrés et une cohésion effective nulle. Le remblai a un angle de frottement interne de 36 degrés et la brèche sous-jacente un angle ϕ' de 30 degrés et une cohésion effective c' de 20 kPa.

3.3. Stabilisation de la pente - Calculs

Une fois les propriétés mécaniques des terrains validées, la stabilisation de la pente a été étudiée. Compte tenu de la géométrie du problème et de l'état général des terrains du site, il a été choisi de mettre en place une double rangée de pieux en quinconce pour fournir à la pente la résistance manquante pour qu'elle puisse porter le remblai en période de pluies. Le calcul comporte deux étapes :

- calculer la résistance que doivent fournir les pieux pour augmenter la stabilité de 10% par rapport à la rupture observée ;
- dimensionner les pieux (encastrement et résistance propre) pour qu'ils soient capable de fournir les efforts nécessaires par leur ancrage et par leur interaction avec la masse en mouvement.

Pour déterminer la résistance nécessaire pour assurer la stabilité de l'autoroute, deux méthodes ont été utilisées en parallèle : une méthode approchée analytique, dont les calculs peuvent être exécutés avec une calculatrice et une méthode plus classique comportant des calculs de stabilité sur ordinateur. La méthode analytique, qui a donné des résultats très proches de l'autre, a l'avantage d'être simple et de permettre d'évaluer rapidement l'influence des hypothèses et des paramètres sur le résultat.

Le bloc cylindrique limité par la surface de rupture (figure 4) est découpé en trois blocs à base plane ajustés approximativement à la surface de rupture circulaire. Le premier bloc part des fissures dans le remblai, comprend le remblai et son sol de fondation et se termine à la verticale de l'endroit où l'on va placer les pieux, c'est-à-dire au pied du remblai. Ce premier bloc est celui dont on doit assurer l'équilibre et est noté « bloc à stabiliser ». Les blocs 1 et 2 contribuent au fonctionnement global de la pente. Les volumes des blocs (section multipliée par 190m) sont calculés facilement, ainsi que leurs poids, les forces tangentielles sur la surface de glissement, les forces normales à cette surface et les résistances par frottement. On obtient de cette façon les forces actives et résistances que l'on compare pour évaluer la stabilité. Le déficit de résistance sur le bloc à stabiliser est la force que doivent fournir les pieux. Pour le glissement qui a été stabilisé, le poids total du bloc qui a glissé vaut environ 5,5 GN et la force active sur le bloc à stabiliser

est de 1,4 GN. Cette force est équilibrée par les frottements sous les trois blocs et la contribution attendue des pieux est de l'ordre d'un giganewton. Suivant la résistance unitaire des pieux, il fallait entre 150 et 200 pieux pour stabiliser la pente.

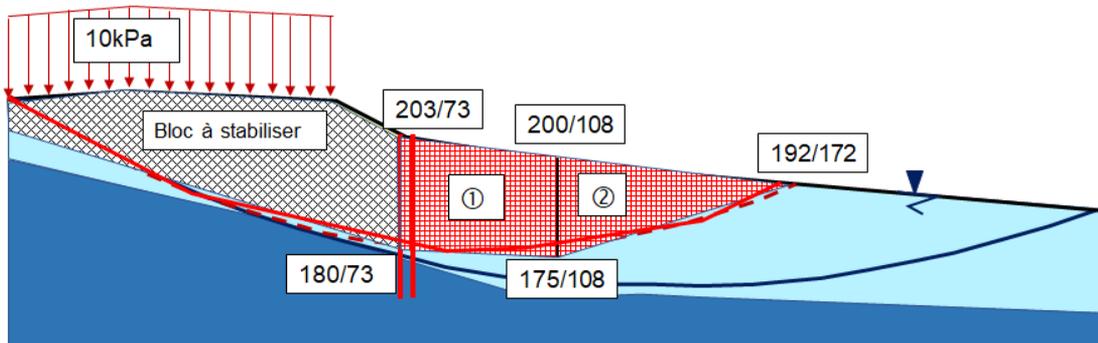


Figure 4. Géométrie des blocs utilisés pour évaluer la stabilité du remblai

Le dimensionnement des pieux a été réalisé avec le logiciel PILATE.

Le calcul du rideau de pieux a aussi été effectué selon le même principe (rechercher l'effort nécessaire pour augmenter de 10% la stabilité du bloc à stabiliser) au moyen des logiciels Talren et Prosper-LCPC. On a déterminé qu'il fallait 191 pieux forés d'un mètre de diamètre et 25m de profondeur, disposés en quinconce sur deux lignes séparées de 2m (axes des pieux séparés de 2,5m dans chaque ligne).

3.4. Conclusion

La technique utilisée pour stabiliser la pente et reconstruire le remblai autoroutier entre Terre Rouge et Verdun a été mise en œuvre au début de l'année 2019 et l'autoroute a été remise en service en juillet 2019. L'ouvrage a passé la première saison des pluies en 2020 sans subir de désordres.

4. Stabilisation du glissement des Pégons sur l'Autoroute A8

4.1. Présentation du site et de l'ouvrage

La stabilisation du glissement des Pégons, sur le site de la Borne Romaine (autoroute A8) fourni également un retour d'expérience intéressant.

L'autoroute A8 présente localement un glissement recensé depuis sa construction. Suite aux désordres constatés en 2003 sur le secteur des Pégons, un confortement par berlinoise avait été mis en œuvre en 2005. Depuis 2013, une forte réactivation du phénomène était cependant constatée sur ce secteur (Figure 5). Le glissement montrait un phénomène de régression vers l'amont et menaçait de couper cet itinéraire international.

4.2. Analyse de la rupture

Le site est caractérisé par un remblai surmontant des éboulis reposant sur des marnes du cénomanien, d'abord altérées puis compactes en profondeur (Figure 6). Les marnes du Cénomanien présentent des discontinuités et plans de faiblesse imputables à un phénomène de chevauchement géologique. Les relevés inclinométriques montrent que le glissement se développe à 18m de profondeur dans la frange altérée des marnes du Cénomanien, dans laquelle s'écoule une nappe.

Les calculs de calage, menés avec un niveau piézométrique exceptionnel, ont conduit à retenir pour la couche de marnes altérée du Cénomanien, dans laquelle se développe la surface de rupture, un angle de frottement interne de 21 degrés et une cohésion effective nulle. Ces caractéristiques sont cohérentes avec celles mesurées à l'essai triaxial. Avec

cette même piézométrie, le coefficient de stabilité à la base du glissement est très faible ($F < 1$) ce qui tend à confirmer l'origine du glissement par déstabilisation aval du versant.



Figure 5. Arrachement visible sur le talus autoroutier (a), fissuration et tassement des voies circulées (b), rupture d'un chemin situé à l'aval (c)

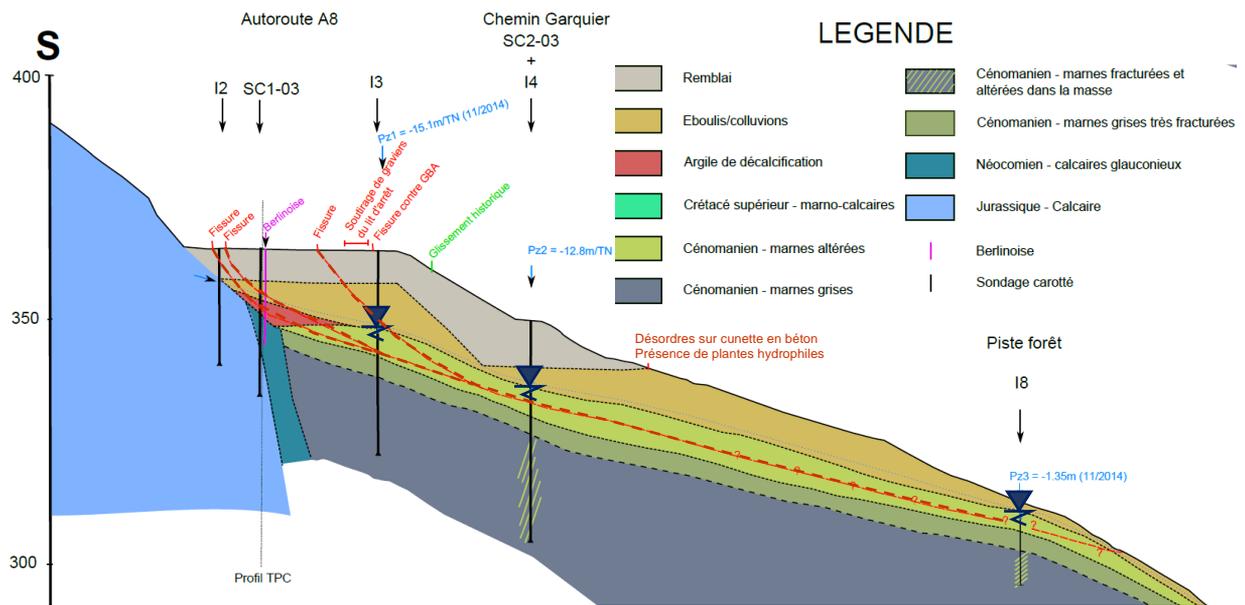


Figure 6. Modèle géotechnique et visualisation de la surface de rupture (pointillé rouge)

4.3. Conception et justification de l'ouvrage de confortement

Étant donné la profondeur de la nappe, voisine de 15m, et les échecs des précédentes tentatives de drainage sur ce glissement, les solutions de drainage ont rapidement été écartées. La fracturation rencontrée dans les marnes du Cénomannien a conduit à une solution de confortement mécanique lourde pour retenir l'autoroute. Le confortement

(Figure 7) est constitué de 101 barrettes de 2,8mx0,82m et 30m de hauteur, espacées de 2,46m, encastrées dans les marnes compactes et ancrées en tête par une ligne de 101 tirants constitués de scellement de 240mm de diamètre, armés de tubes 178/153mm ($\sigma_e=550\text{MPa}$) et de 10m de longueur libre. L'évolution possible du talus aval est représentée par un déchargement de 5,5m à l'aval de la paroi

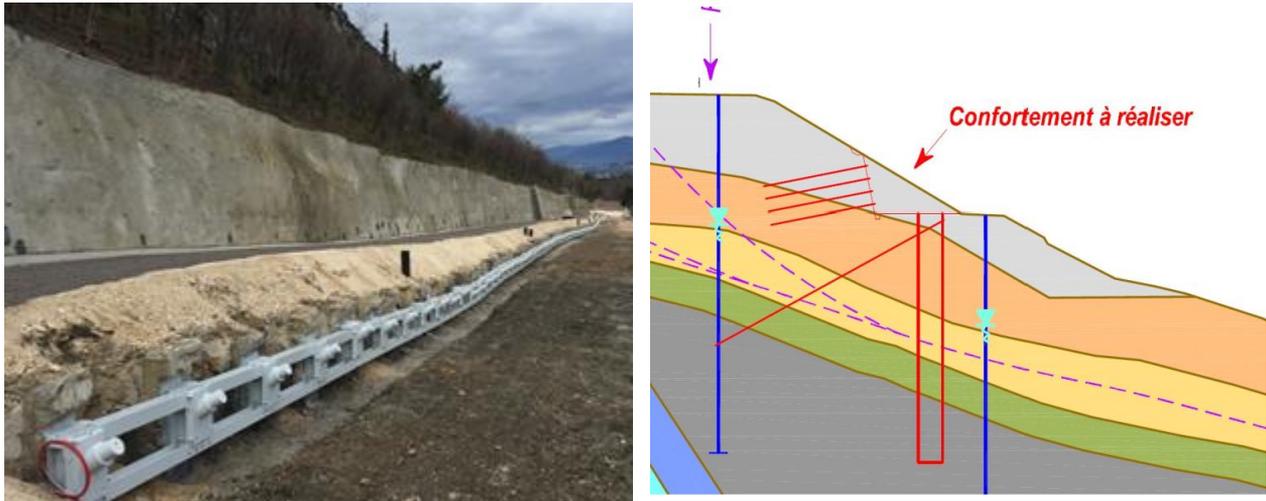


Figure 7. Paroi moscovite constituée de barrettes ancrées en tête

Deux approches de calcul ont été utilisées pour dimensionner le confortement : un calcul de stabilité mixte intégrant un calcul de stabilité des pentes par la méthode des tranches et un calcul de stabilité interne considérant l'ouvrage comme une paroi continue.

Pour l'approche de stabilité mixte, il faut prendre en compte la différence de raideur entre les renforcements par tirants longs et les barrettes massives, les mécanismes de ruine des deux renforcements n'étant pas concomitants. Pour ces raisons, l'utilisation de logiciels basés sur le multicritère n'était pas adaptée et une modélisation du confortement par le logiciel Prosper-LCPC a été utilisée. Cette modélisation basée sur le logiciel Pilate permet en effet de tenir compte de la raideur relative des renforcements.

Comme indiqué plus haut, s'agissant de la stabilisation d'un glissement déjà déclaré, on a recherché un gain de l'ordre de 10% sur la stabilité du versant.

La justification a été effectuée selon le formalisme des Eurocodes en imposant le coefficient de modèle $\Gamma_{rd}=1$. Pour les justifications de la paroi en situation durables et transitoires, les coefficients suivants ont été adoptés :

- $\Gamma_{PI}=2$ facteur partiel sur la pression limite du sol (on autorisera des coefficients de partiel $\Gamma_{PI}=1$ si nécessaire dans la formation de marnes altérées ainsi qu'à son proche voisinage limité à 2m de part et d'autre de cette formation, un fluage dans cette formation n'étant pas gênant pour le fonctionnement de l'ouvrage). Il convient de signaler qu'interdire le développement d'une zone de sol plastique à proximité de la surface de rupture (comme le font les logiciels de stabilité de pentes basés sur le multicritère) conduirait à limiter fortement la mobilisation en flexion des barrettes et à surdimensionner inutilement l'ouvrage.

- $\Gamma_{qs}=2$, facteur partiel sur le frottement q_s ,
- $\Gamma_{a,acier}=1,5$, facteur partiel sur la résistance structurelle des renforcements.

Le calcul par Prosper a produit les efforts suivants dans les renforcements :

- dans les barrettes : Moment = 5710kN.m sans pondération soit 7700 kN.m à l'ELU
- dans les tirants, des contraintes de traction de 117MPa et des efforts de flexion limites.

La modélisation montre un risque de plastification des tirants pour un gain de stabilité de 10%. Mais pour un gain de stabilité de 9%, le confortement est suffisant. Ce niveau de sécurité global peut suffire à stabiliser le site compte tenu de la forte sécurité structurelle disponible dans les barrettes et compte tenu de la qualité du calage géotechnique.

Pour l'approche de stabilité interne, considérant l'ouvrage comme une paroi continue sollicitée par la pression des terres, les calculs au coefficient de réaction ont fourni des efforts largement supérieurs à ceux obtenus en stabilité mixte, notamment pour les efforts de traction passant de 580kN à près de 1500kN. L'instrumentation a fourni des efforts plus proches de l'approche de stabilité mixte.

4.4. Instrumentation de l'ouvrage et analyse des mesures

L'instrumentation mise en place pour vérifier la stabilisation du site et évaluer le moment de flexion dans les barrettes et les efforts dans les tirants a montré que le versant amont est stabilisé, que la flexion des barrettes est stabilisée et leur ancrage dans les marnes compactes est efficace, que les élongations et compressions mesurées par les cordes vibrantes ne valent que 1100 kN.m à 23m de profondeur et ne représentent que 8% de la flexion ultime des barrettes et que les tensions mesurées par les cales dynamométriques sont inférieures à 150 kN alors que la traction maximale admissible atteint 3,1MN. La déformée mesurée dans l'une des barrettes est représentée sur la figure 8, avec l'évolution au cours du temps du tassement de la plateforme du remblai.

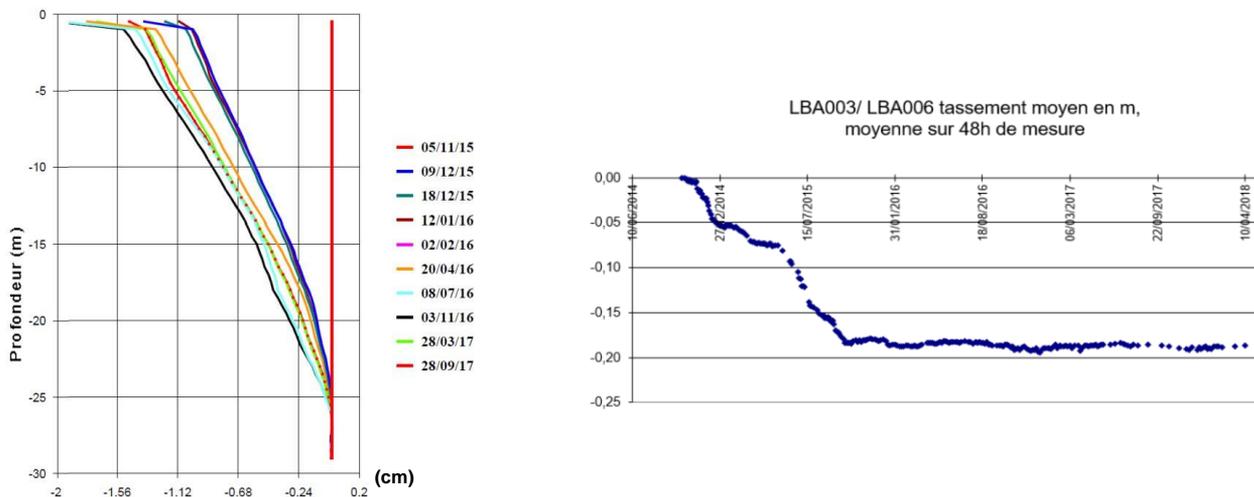


Figure 8. Déformée mesurée d'une barrette et tassement de la chaussée au cours du temps

5. Conclusion

Ces deux exemples confirment la philosophie générale du confortement : la stabilisation de grands glissements est possible avec des efforts stabilisateurs limités sans atteindre les niveaux de sécurité couramment retenus pour les ouvrages neufs, sous réserve de disposer d'un modèle géotechnique fiable et bien calé. Les efforts dans les renforcements mesurés dans le glissement des Pégons restent modestes et correspondent assez bien à la mise en équilibre du versant pour une approche de stabilité des pentes (stabilité mixte) et un gain de stabilité inférieur à 10 %.

6. Références bibliographiques

LCPC (1998). Stabilisation des glissements de terrain. Guide technique. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, ISBN 2-7208-3749-7, 97 pages.

Magnan J.P., Batista D., Mowlabaccus N., Hanauer B., Basson M., Kim K.S., Ichikawa K. (2020). Analyse et réparation de la rupture d'un remblai d'autoroute sur pente, emporté par un glissement de terrain. Article soumis à la Revue Française de Géotechnique.