

# ETUDE DE STABILITE D'UN SITE DE STOCKAGE RENFORCE PAR GEOSYNTHETIQUES

## STABILITY DESIGN OF A GEOSYNTHETIC ROCK CUTTINGS WALL

Alexandre GRANET<sup>1</sup>, Jean-Pierre JANIN<sup>1</sup>, Spencer CAVAGNET<sup>2</sup>, Daniel DIAS<sup>3</sup>

<sup>1</sup> Lombardi Ingénierie SAS, Lyon, France

<sup>2</sup> Lombardi Ingegneria SRL, Milano, Italie

<sup>3</sup> Laboratoire 3SR, Université Grenoble Alpes, St- Martin d'Hères, France

**RÉSUMÉ** – L'excavation au tunnelier produit un matériau granulaire qui doit être stocké. En le renforçant avec des géosynthétiques, le stockage créé peut avoir des pentes plus raides. Une étude réelle d'un site de stockage renforcé est présentée. Deux méthodes de calcul ont été utilisées : équilibre limite et calcul bidimensionnel par éléments finis. Le calcul par éléments finis est plus représentatif et plus conservateur dans le cas étudié.

**ABSTRACT** – Tunnel boring machine (TBM) excavation produces granular material that needs to be stored. By reinforcing it with geosynthetics, storage can be made steeper. An actual study of a reinforced storage site is presented. Two calculation methods were used: limit equilibrium and two-dimensional finite element calculation. The finite element calculation is more representative and more conservative in the studied case.

## 1. Introduction

Les murs de soutènement en terre renforcés par des géosynthétiques et construits avec des bandes géosynthétiques, des géogrilles ou des géotextiles sont aujourd'hui une technologie mature de structures composites. Cette technique, introduite dans les années 1970 (Yu et al., 2016), a démontré ses performances lors de forts tremblements de terre (Ling et al., 2001 ; Latha et Santhanakumar, 2015). Les murs de soutènement en terre renforcée sont des structures de soutènement économiques, capables de supporter des déformations beaucoup plus importantes que les murs de soutènement traditionnels.

Dans les normes actuelles (Eurocode 8, FHW), il est recommandé que le matériau de remblai soit granulaire. Néanmoins, dans les régions où le matériau granulaire n'est pas disponible localement ou est cher, l'utilisation de remblai peu drainant (sol cohérent) peut être une solution intéressante lorsque des renforts géosynthétiques sont utilisés. L'avantage du renfort géosynthétique est l'absence de risque de corrosion affectant le renfort métallique (Guler et al., 2007). L'utilisation d'un remblai mal drainant entraîne une perte de résistance au cisaillement. Cependant, ce type de sol a été utilisé avec succès comme remblai pour des murs de soutènement en terre armée (Benjamim et al., 2007). Les sols à grains fins provenant des zones tropicales ont montré de bonnes performances lorsqu'ils sont utilisés comme remblai pour la construction de murs en sol renforcé (Riccio et al., 2014). Ils présentent un pourcentage élevé de fines, mais une résistance élevée, une faible plasticité et de bonnes caractéristiques d'ouvrabilité. De plus, des études expérimentales ont été réalisées pour étudier le comportement des pentes cohésives renforcées par géotextile (Noorzad et Mirmoradi, 2010 ; Wang et al., 2011). Comme les remblais mal drainants sont capables de développer des pressions interstitielles, les propriétés hydrauliques des géosynthétiques tels que les géotextiles non tissés et les géogrilles, peuvent aider à dissiper ces pressions, améliorant ainsi la stabilité interne de la structure (Portelinha et al., 2013, 2014).

La conception de telles structures se fait souvent par un équilibre limite ou des méthodes d'analyse limite (Michalowski, 1998 ; Lui et al., 2012 ; Alhadj Chehade et al., 2019). Ces ouvrages sont justifiés aux états limites ultimes avec coefficients partiels de sécurité vis-à-vis de la stabilité externe (poinçonnement de la fondation, glissement de la base) et d'une rupture circulaire coupant ou non le massif de sol renforcé. La justification aux états limites de services se fait par la méthodes de l'équilibre local, qui permet de connaître les tractions en service dans chaque nappe de renforcement et de vérifier l'arrachement des nappes. L'utilisation de méthodes numériques pour concevoir de tels remblais est moins utilisée.

Dans le présent article, basé sur une étude de cas réelle, deux méthodes sont utilisées (équilibre limite et méthodes numériques) pour évaluer la stabilité d'un mur de débris rocheux renforcé par des géosynthétiques. Leurs résultats sont comparés en termes de facteurs de sécurité.

## **2. Aspects théoriques**

### **2.1. Approche de l'équilibre limite selon formulation de Bishop**

La formulation de Bishop consiste en l'évaluation d'un équilibre limite entre un ensemble de forces déstabilisatrices et stabilisatrices. Cela nécessite la définition d'une cinématique de rupture, impliquant un bloc mobile glissant le long de la pente. Tout au long de la surface de glissement, des forces stabilisatrices dues à la résistance au cisaillement du matériau granulaire apparaissent, s'opposant au poids du bloc mobile.

Les renforcements apportent également des forces stabilisatrices, retenant le bloc mobile. La surface de rupture intercepte les renforcements, pour lesquels deux zones sont donc définies : la zone en rupture mobile, et l'autre ancrée dans le massif. Dans cette deuxième zone, le frottement entre la géogridde et le sol est mobilisé pour éviter l'arrachement, et la résistance intrinsèque en traction de la géogridde est mobilisée à la limite entre les deux zones.

Il s'agit donc de vérifier la stabilité mixte du terrain avec cet apport, ainsi que la stabilité interne des géogrilles en justifiant le non-dépassement des limites de résistance en frottement et en traction.

Les surfaces étudiées doivent être régulières pour obtenir une formulation mathématique soluble de toutes les forces impliquées : la formulation de Bishop est basée sur l'optimisation de surfaces circulaires. Un facteur de sécurité est ainsi calculé comme le ratio entre les forces stabilisatrices et les forces déstabilisatrices. Si ce facteur est supérieur à 1, la configuration géométrique étudiée est stable et ne s'effondrera pas. Les calculs menés selon l'approche Bishop (équilibre limite) sont réalisés à l'aide du logiciel Geostab®.

### **2.2. Approche aux éléments finis**

Dans cet article, un modèle numérique bidimensionnel par éléments finis utilisant un calcul de déformation plane est également considéré. Cette méthode permet d'obtenir des résultats dans tous les nœuds du modèle grâce à une formulation explicite. Les géogrilles sont considérées au travers d'éléments superposés au maillage et dotés d'une résistance en traction uniquement. L'interaction entre les géogrilles et le sol est simulée grâce à des éléments d'interface, autorisant le glissement relatif entre le sol et les géogrilles, et permettant de considérer un frottement correspondant à l'adhérence des géogrilles dans le terrain.

La géométrie de la rupture n'a pas besoin d'être contrainte et prédéfinie comme une géométrie circulaire. Le modèle numérique évoluera naturellement en termes de contraintes jusqu'à ce que la surface de glissement commence à apparaître. En utilisant la méthode de réduction de la résistance au cisaillement, il est possible d'évaluer un facteur de sécurité. Les surfaces de glissement sont visibles à travers le champ de déformation déviatorique. Des valeurs plus élevées apparaissent sur la ligne de rupture. Les calculs menés aux éléments finis sont réalisés sous Plaxis2D®.

### 3. Etude de cas : mur en terre renforcée

#### 3.1. Généralités

La centrale hydroélectrique de Hône (Italie, Vallée d'Aoste) est en cours de rénovation et un nouveau canal de dérivation doit être construit, principalement en souterrain, ce qui génère de grandes quantités de déblais rocheux. Un dépôt végétalisé sera créé sur le versant de la montagne près de l'entrée du canal souterrain. La pente du site est naturellement raide, une étude de stabilité est donc nécessaire pour assurer la stabilité du dépôt. A sa base, un mur de déblais renforcé est ajouté de sorte d'augmenter le volume du dépôt. Ce mur est constitué de trois parties séparées par une piste de chantier en lacets, et aura une inclinaison de 60° par rapport à l'horizontale.

Le projet a été effectué en plusieurs phases d'études, d'abord préliminaires, puis détaillées. La dernière phase d'études avant celle qui intéresse cet article était un Projet Définitif (*Progetto Definitivo*, correspondant à la phase PRO selon loi MOP). Cette phase a permis de fixer le dimensionnement des structures et des ouvrages à réaliser, y compris le stockage renforcé par géosynthétiques. Les études sont ainsi intervenues à la suite de ce Projet Définitif, en phase de *Progetto Esecutivo* (équivalent aux études EXE selon loi MOP, réalisées par la maîtrise d'œuvre en Italie). Il s'agissait de confirmer les choix précédents et de les adapter si besoin. C'est dans ce cadre qu'il a été choisi d'utiliser deux approches de dimensionnement du massif renforcé par géogrilles : l'équilibre limite, utilisé seul jusque-là, et le calcul aux éléments finis en 2 dimensions en déformations planes. Cette deuxième approche a permis d'ajuster les choix retenus précédemment grâce à une modélisation plus fine du phénomène de rupture en cisaillement du massif.

#### 3.2. Données et géométrie du problème

Les phases d'études précédentes (notamment le Projet Définitif) ont pris en compte les données géotechniques indiquées dans le ci-après.

Tableau 1 ci-après.

Tableau 1. Données géotechniques initiales

Matériau	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Critère	c' [kPa]	$\varphi'$ [°]	$\sigma_{c,i}$ [MPa]	D	M <sub>b</sub>	S	a
Déblais	20	Mohr-Coulomb	0	35	-	-	-	-	-
Gneiss Altéré	20	Mohr-Coulomb	0	35	-	-	-	-	-
Gneiss Sain	27	Hoek-Brown	-	-	141	0	5,991	0,0117	0,503

Dans cette étude, les paramètres géotechniques du gneiss altéré et des déblais rocheux ont été ajustés par une rétro-analyse (voir §0), en considérant que le gneiss sain n'est pas impliqué dans le mécanisme de rupture.

Trois niveaux de cinq géogrilles ont été mis en place pour renforcer le mur de déblais, avec un espacement vertical de 1 mètre. Leurs propriétés sont indiquées dans le Tableau 2.

Tableau 2. Propriétés mécaniques des géogrilles

Paramètre	Valeur	Unité
Résistance en traction	50,0	kN/m
Résistance en frottement latéral	40,0	kPa

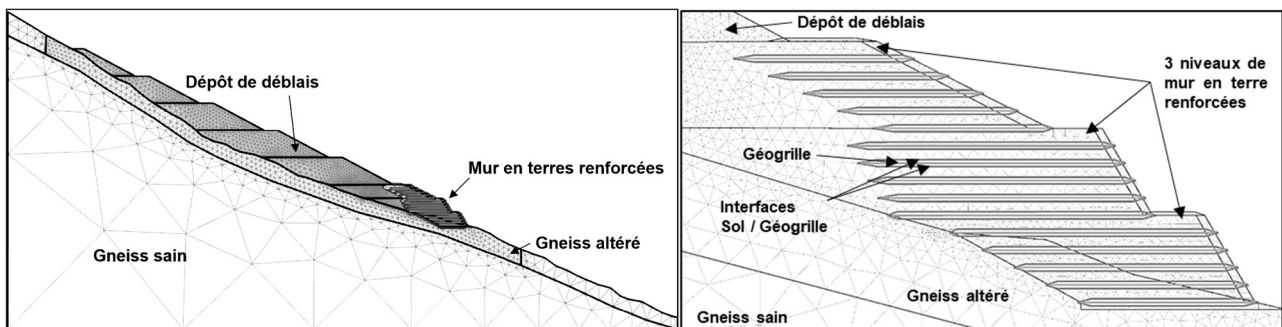


Figure 1 : Dépôt de déblais projeté

Un calcul pseudo-statique est aussi effectué conformément aux normes italiennes NTC2008 et NTC18. Les coefficients considérés sont les suivants (avec  $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ ) :

- Horizontalement :  $k_h = 0,035112 \text{ g}$  ;
- Verticalement :  $k_v = \pm 0,017556 \text{ g}$ .

### 3.3. Méthodologie suivie

En se basant sur cette étude de cas, le présent article a donc pour objectif d'identifier et évaluer les écarts de modélisation et de résultats entre les deux méthodes de vérification couramment employées pour les sujets de stabilité de pente : l'équilibre limite selon la méthode de Bishop, et le calcul aux éléments finis en déformations planes.

La méthodologie suivie pendant les études, et reprise dans le présent article, consiste :

- Dans un premier temps, à effectuer une rétro-analyse de la stabilité de versant actuelle, afin de recalibrer des paramètres de résistance au cisaillement. Les deux approches sont ici utilisées, et leur résultat est comparé (comparaison des valeurs minimales de paramètres de résistance permettant la stabilité actuellement observée).
- En reprenant les valeurs de paramètres de résistance obtenues en rétro-analyse, à effectuer la vérification de la stabilité du dépôt de déblais, dont la base est réalisée en terre renforcée par géogrilles.
- À comparer les résultats de l'étude de stabilité avec chacune des approches et conclure sur les apports, avantages, et inconvénients de chacune.

#### 4. Etude de cas : rétro-analyse

La situation actuelle ne présente aucun signe d'instabilité, ce qui correspond à un facteur de sécurité (F. S.) au moins égal à 1,3 (lorsqu'aucun coefficient partiel n'est pris en compte).

En itérant sur les valeurs de cohésion et d'angle de frottement du gneiss altéré, cette section vise à trouver leur valeur la plus faible conduisant à un facteur de sécurité égal à 1,3 (condition de stabilité).

Le calcul selon Bishop montre une surface critique de rupture en cisaillement dans la partie supérieure de la pente, comme le montre le Tableau 3. L'analyse par éléments finis confirme que la partie supérieure est la plus critique en termes de stabilité de pente. Ses résultats sont présentés dans le Tableau 3. Les deux approches montrent donc une surface de glissement critique dans la partie supérieure, qui est la zone la plus pentue du site.

Cependant, l'approche par éléments finis montre une surface légèrement plus complexe que la surface circulaire imposée dans l'approche de Bishop. L'approche par éléments finis semble par ailleurs plus conservatrice, en requérant des paramètres de résistance au cisaillement plus élevés pour assurer la stabilité de la pente.

Tableau 3. Résultats de la rétro-analyse sur le gneiss altéré

Approche	c' [kPa]	$\varphi'$ [°]	F. S. partie haute	F. S. partie médiane	F. S. partie basse
Bishop	4	37	1,3	1,5	1,6
E. F.	10	40	1,3 (partie haute)		

#### 5. Etude de cas : Justification du stockage de déblais

##### 5.1. Phasage et coefficients partiels

Les calculs ont été effectués selon le phasage suivant en 11 étapes :

- 0 : Phase initiale : situation initiale utilisant les paramètres trouvés dans la rétro-analyse,
- 1 : Pré-terrassement préalable à la création du mur en déblais renforcés,
- 2 à 4 : Réalisation du mur de déblais renforcés en 3 massifs de 5 lits de géogrilles,
- 5 à 9 : Réalisation des 5 niveaux de déblais rocheux non renforcés,
- 10 : Calculs pseudo-statiques pour le cas sismique, basés sur la phase statique finale.

Les paramètres de résistance au cisaillement obtenus par rétro-analyse pour chaque approche sont utilisés dans cette section. Selon les normes européennes et italiennes (Eurocode 7 EN1997 et NTC18), des coefficients (partiels et de sécurité) doivent être appliqués aux paramètres et aux résultats des calculs. Ces coefficients correspondent à l'approche Eurocode 1 - combinaison 2 (A2+M2+R2) décrite dans ces normes. Les facteurs de sécurité visés sont donc égaux à 1,1 en conditions statiques et à 1,2 en conditions pseudo statiques.

## 5.2. Résultats de l'étude pour les deux approches

Avec les deux approches, il est apparu que la longueur prédéfinie des géogrilles était trop faible, et qu'il était nécessaire de l'augmenter pour repousser la surface de glissement à l'intérieur du massif de terrain.

Le Tableau 4 montre les résultats obtenus en termes de stabilité mixte / externe et interne (facteur de sécurité – F.S. – et taux de travail des géogrilles) pour les deux approches.

Pour les phases 5 à 10, deux familles d'instabilités ont été étudiées : au sein de la paroi renforcée d'une part et au sein du dépôt supérieur d'autre part. Seule la famille la plus défavorable des deux est présentée dans le Tableau 4. La Figure 2 montre la géométrie de rupture obtenue avec les deux approches lors de la dernière phase statique (n°9).

Tableau 4. Résultats de l'analyse de stabilité

Phase	Bishop		Eléments finis	
	F. S.	Taux travail	F. S.	Taux travail
1 <sup>er</sup> niveau mur	1,8	0 %	1,1	9 %
2 <sup>ème</sup> niveau mur	1,5	100 %	1,1	25 %
3 <sup>ème</sup> niveau mur	1,3	87 %	1,1	25 %
1 <sup>er</sup> niveau dépôt	1,3	47 %	1,1	25 %
2 <sup>ème</sup> niveau dépôt	1,3	47 %	1,2	25 %
3 <sup>ème</sup> niveau dépôt	1,3	47 %	1,2	25 %
4 <sup>ème</sup> niveau dépôt	1,3	47 %	1,2	25 %
5 <sup>ème</sup> niveau dépôt (état final)	1,3	47 %	1,2	25 %
Séisme sur état final	1,5	15 %	1,2	22 %

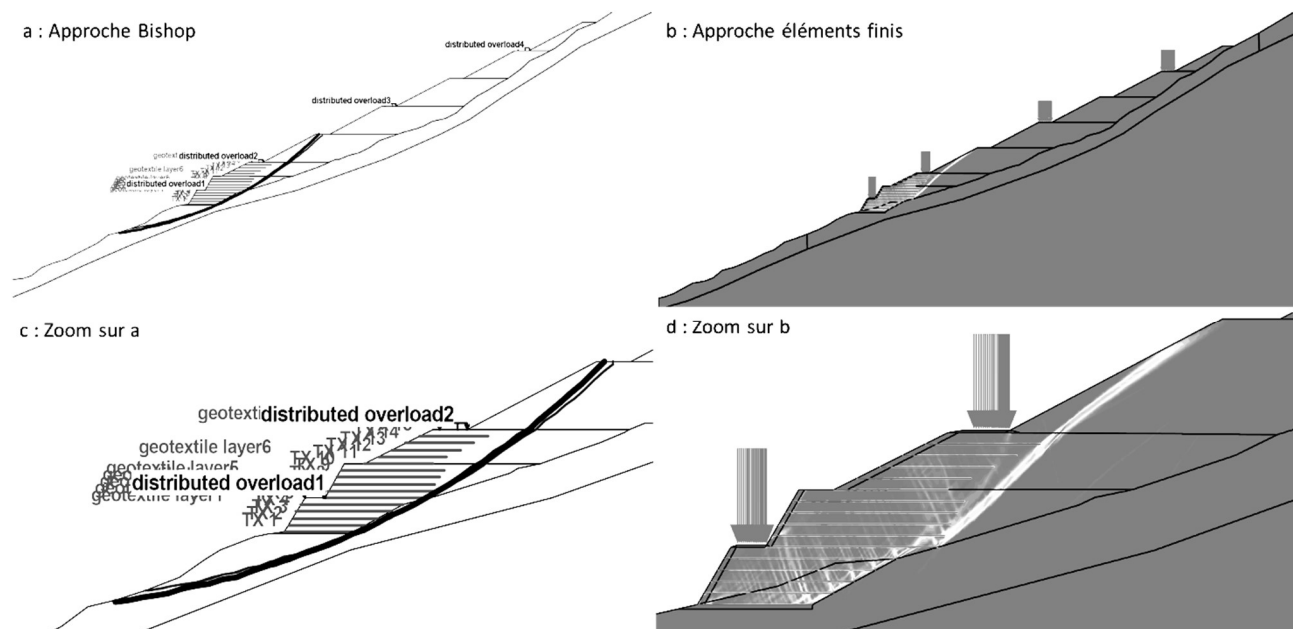


Figure 2. Géométrie de rupture en phase 9

L'approche de Bishop, fondée sur la recherche de surfaces circulaires critiques pour la stabilité, montre des cercles de glissement à l'arrière des trois niveaux renforcés par géogrilles. Cela montre l'intérêt d'en avoir augmenté la longueur : l'apport de stabilité de ces renforcements est tel que le glissement s'effectuera préférentiellement en arrière de celui-ci (stabilité externe). Ainsi, le frottement résistant mobilisable le long de cette surface de rupture est plus important, ce qui induit des facteurs de sécurité supérieurs à 1,1 (respectivement 1,2 pour le séisme) obtenus.

L'approche par éléments finis montre de multiples surfaces de rupture en développement. La principale est localisée au même endroit que pour l'approche Bishop, en arrière du massif renforcé, pour la même raison. Elle a toutefois une forme très différente des cercles simulés via l'approche par équilibre limite. Par ailleurs, elle est couplée à de très nombreux plans de cisaillement visibles au sein même des trois niveaux renforcés, ce qui montre un nouveau phénomène : les géogrilles ne servent pas seulement à repousser les surfaces de glissement vers l'intérieur du massif, mais travaillent également à stabiliser le massif renforcé lui-même (stabilité mixte), de sorte qu'il offre la butée requise pour la stabilité externe de l'ensemble. Ainsi, en modélisant le comportement du massif de manière plus complète, en prenant en compte le chemin de contraintes en fonction des phases des travaux et en considérant des surfaces de rupture non déterminées à l'avance, l'approche aux éléments finis amène des facteurs de sécurité plus proche du minimum recherché (1,1 en statique ; 1,2 en pseudo-statique).

## **6. Conclusion et recommandations**

Cette analyse comparative montre que l'approche de Bishop, plus simple à utiliser et plus directe, ne peut pas toujours être représentative d'un mécanisme de rupture plus complexe qu'une simple rupture circulaire. L'approche par éléments finis est plus lourde mais permet d'étudier des géométries de rupture plus complexes, qui sont clairement différentes d'une géométrie circulaire.

L'approche par éléments finis semble beaucoup plus conservatrice que celle de Bishop en ce qui concerne la stabilité externe/mixte, car elle permet la prise en compte de l'évolution du chemin des contraintes, une meilleure évaluation du mécanisme de rupture et de la mobilisation des géogrilles dans la résistance du terrain au cisaillement. Cependant, l'approche de Bishop semble plus conservatrice en ce qui concerne le taux de travail des géogrilles. L'approche par éléments finis permet toutefois de vérifier les déformations du massif de sol, et les taux de travail qui en résultent peuvent être plus réalistes.

Seule une comparaison avec un chantier instrumenté permettra de déterminer quelle méthode est la plus précise et la plus fiable vis à vis de la stabilité mixte/externe et de la stabilité interne (taux de travail notamment).

Contrairement aux usages habituels, consistant à employer uniquement une approche par équilibre limite dans ce type de problématique, les auteurs recommandent l'utilisation d'une simulation par éléments finis lors de l'analyse de la stabilité des pentes, en particulier pour les phases de projet avancées, et/ou pour des projets spécifiques avec une géométrie et des renforcements particuliers. L'interaction entre les renforcements et le sol environnant est complexe, ce qui implique un réel besoin d'utiliser un outil de simulation complet, sans quoi l'ingénieur peut omettre une partie du comportement du massif, et aboutir à un dimensionnement erroné, voire insuffisant, de l'ouvrage qu'il étudie.

## **7. Références**

- G.M. Latha, P. Santhanakumar. Seismic response of reduced-scale modular block and rigid faced reinforced walls through shaking table tests. *Geotext. Geomembranes* 43, 307–316 (2015) <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2015.04.008>
- H.I. Ling, D. Leshchinsky, N.N.S. Chou. Post-earthquake investigation on several geosynthetic-reinforced soil retaining walls and slopes during the ji-ji earthquake of Taiwan. *Soil Dynam. Earthq. Eng.* 21, 297–313 (2001) [https://doi.org/10.1016/S0267-7261\(01\)00011-2](https://doi.org/10.1016/S0267-7261(01)00011-2)
- Y. Yu, R.J. Bathurst, T.M. Allen. Numerical modeling of the SR-18 geogrid reinforced modular block retaining walls. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* 142 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001438. (2016) [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0001438](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001438)
- FHWA (Federal Highway Administration), 2011. Geotechnical Engineering Circular 03-LRFD Seismic Analysis and Design of Transportation Geotechnical Features and Structural Foundations. FHWA-NHI-11-032. Washington D.C.
- Guler, E., Hamderi, M., Demirkan, M.M., 2007. Numerical analysis of reinforced soil retaining wall structures with cohesive and granular backfills. *Geosynth. Int.* 14, 330–345. <https://doi.org/10.1680/gein.2007.14.6.330>.
- Benjamim, C.V.S., Bueno, B.S., Zornberg, J.G., 2007. Field monitoring evaluation of geotextile-reinforced soil-retaining walls. *Geosynth. Int.* 14, 100–118. <https://doi.org/10.1680/gein.2007.14.2.100>.
- Riccio, M., Ehrlich, M., Dias, D., 2014. Field monitoring and analyses of the response of a block-faced geogrid wall using fine-grained tropical soils. *Geotext. Geomembranes* 42, 127–138. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2014.01.006>.
- Portelinha, F.H.M., Bueno, B.S., Zornberg, J.G., 2013. Performance of nonwoven geotextile-reinforced walls under wetting conditions : laboratory and field investigations. *Geosynth. Int.* 20, 90–104. <https://doi.org/10.1680/gein.13.00004>.
- Noorzad, R., Mirmoradi, S.H., 2010. Laboratory evaluation of the behavior of a geotextile reinforced clay. *Geotext. Geomembranes* 28, 386–392. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2009.12.002>.
- Wang, L., Zhang, G., Zhang, J.-M., 2011. Centrifuge model tests of geotextile-reinforced soil embankments during an earthquake. *Geotext. Geomembranes* 29, 222–232. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2010.11.002>