

DIMENSIONNEMENT À COURT TERME ET À LONG TERME DE STRUCTURE RENFORCÉE PAR GÉOSYNTHÉTIQUE SUR CAVITÉS POTENTIELLES : PRISE EN COMPTE DE LA SÉCURITÉ

SHORT AND LONG TERM DESIGN OF GEOSYNTHETIC REINFORCED STRUCTURE OVER SOIL SUBSIDENCES: TAKING INTO ACCOUNT SAFETY

Philippe DELMAS¹, Pascal VILLARD², Audrey HUCKERT³

¹ Cnam, Paris, France

² 3SR, Univ. Grenoble Alpes, CNRS, UMR 5521, Grenoble, France

³ Egis Géotechnique, Grenoble, France

RÉSUMÉ – La conception et le dimensionnement des remblais renforcés par géosynthétiques sur cavités potentielles reste d'un abord complexe et la prise en compte du comportement à long terme dans l'environnement normatif des Eurocodes est encore délicate. Cette communication fait le point sur le sujet et, après avoir présenté les mécanismes impliqués dans le renforcement par géosynthétiques de structures sur cavités, décrit les principes de conception de ces ouvrages et les principales méthodes de dimensionnement. Enfin une étude de sensibilité aux principaux paramètres de conception est présentée et les principes de justification détaillés avec l'appui d'un exemple d'ouvrage.

Mots-clés : renforcement, cavités, conception, méthode de dimensionnement, facteurs partiels, Eurocodes, états limites, long terme, court terme.

ABSTRACT – The design and the calculation of geosynthetic reinforced embankment over potential cavities are a complex issue. And taking into account the long term behaviour in the framework of the standardisation environment, like the Eurocodes, is still a delicate work. This paper presents the mechanisms involved in the reinforcement by geosynthetics of structures on cavities, describes the principles of design of these structures. Finally a sensitivity study of the main parameters in the design is proposed and the principles of justification are detailed with the support of an example.

Keywords: reinforcement, cavities, design, calculation method, partial factors, Eurocodes, limit states, long term, short term.

1. Introduction

Les nouveaux aménagements ferroviaires et autoroutiers sont parfois confrontés à un risque d'effondrements localisés. Les régions karstiques, les anciennes exploitations minières ou les anciennes marnières sont impliquées dans cette problématique.

Le renforcement par géosynthétiques est utilisé depuis de nombreuses années en raison de ses avantages économique, environnemental, ainsi que de sa facilité de mise en œuvre. Cependant, même si les zones concernées sont importantes, les approches de dimensionnement sont souvent relativement simples (Auray et al., 2010).

Des méthodes de dimensionnement existent pour les remblais granulaires (Blivet et al., 2001 ; Villard et al., 2002 ; Briançon et Villard, 2008), mais peu de publications (Jaffrot et al., 2009 ; Nancey et Exbrayat, 2012) abordent la prise en compte globale du dimensionnement intégrant le comportement dans le temps dans le contexte normatif des états limites. Ce document essaye de synthétiser un état des derniers développements en proposant une approche pas à pas de la conception et du dimensionnement de ces ouvrages.

Pour pouvoir aborder le dimensionnement, il convient de rappeler les principaux mécanismes impliqués dans le renforcement par géosynthétiques de structures sur cavités. Ceux-ci permettent ensuite de guider la démarche de conception, avant d'aborder les méthodes de calcul des ouvrages.

2. Mécanismes impliqués dans le renforcement par géosynthétiques de structures sur cavités

Lorsque la cavité remonte jusqu'à la base de la structure, le géosynthétique a pour objectif d'empêcher l'effondrement de celle-ci dans la cavité. Le rôle de cette confortation consiste à reprendre les charges qui s'appliquent au-dessus du géosynthétique, comme le poids du remblai, de la chaussée, voire les charges liées au trafic.

Sous l'effet de ces charges, le géosynthétique va se déformer en membrane au-dessus de la cavité, entraînant sa mise en tension. Les efforts de traction sont équilibrés grâce à une mobilisation progressive des ancrages de part et d'autre la cavité. Au cours de ce phénomène d'affaissement contenu, le sol subjacent va se déformer entraînant un tassement de la structure en surface.

La bonne conception de la confortation vise à dimensionner le géosynthétique :

- 1) pour contenir les déformations et, en particulier, le tassement en surface dans une limite acceptable pour l'utilisateur,
- 2) pour éviter la rupture du géosynthétique.

La figure 1 montre les principales définitions géométriques et notations utilisées dans la suite de ce document.

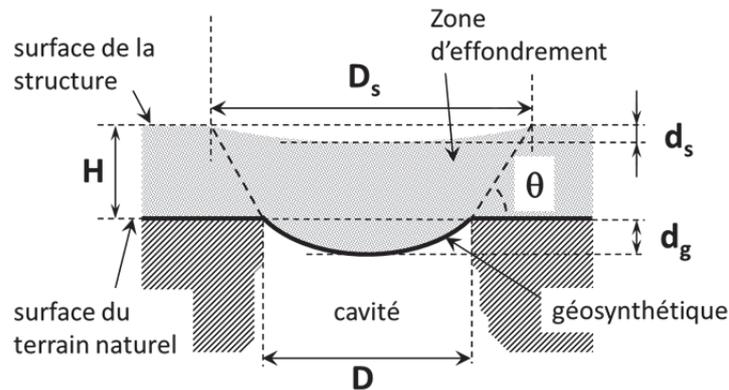


Figure 1. Définition des paramètres géométriques et notations.

La figure 2 présente le principe de fonctionnement d'une structure renforcée par géosynthétique lors de la remontée de la cavité au niveau du terrain naturel, et après. Par souci de simplification, on considèrera dans la suite de ce paragraphe que :

- le sol de remblai est constitué d'un sol pulvérulent ayant de bonnes propriétés de foisonnement ;
- la cavité est cylindrique ;
- lors de la remontée de la cavité en surface, l'ouverture de la cavité au niveau du terrain naturel est progressive dans le temps jusqu'à atteindre le diamètre nominal maximum.

Plusieurs périodes de temps peuvent être distinguées :

- la période (I) correspond à la phase de mise en place du géosynthétique sur le terrain naturel et à la construction de la structure ;
- pendant la période (II) la cavité n'est pas encore remontée en surface et la structure repose sur le terrain naturel ;
- la période (III) correspond à la phase d'ouverture de la cavité jusqu'à atteindre la dimension nominale ; cette phase peut être brutale, mais aussi s'étendre sur une période plus ou moins longue au cours de laquelle les éboulements latéraux des parois de la cavité se produisent (voir paragraphe 3.1) ;
- enfin au début de la période (IV), la cavité a atteint sa géométrie définitive jusqu'à la fin de la durée de service de l'ouvrage ; celle-ci peut correspondre soit à la durée de vie initiale prévue pour l'ouvrage (par exemple 100 ans) soit à la durée nécessaire au confortement et à la réparation de l'ouvrage une fois la cavité remontée en surface (en général quelques mois au maximum quelques années).

Pendant la période (I), le géosynthétique ne subit que les contraintes et les dégradations éventuelles liées à la mise en œuvre. Pendant toute la période (II), le géosynthétique n'est pas sollicité en traction ; il peut éventuellement subir des dégradations liées à l'environnement chimique du sol. Lors de l'apparition de la cavité au niveau du terrain naturel, le géosynthétique se met en tension au-dessus de la cavité et latéralement dans les zones d'ancrage. On constate qu'en raison des propriétés de foisonnement du sol de remblai, le tassement de la structure en surface n'apparaît que lorsque le diamètre de la cavité a atteint une certaine ampleur. Auparavant la cavité n'est pas détectable en surface.

Ensuite lorsque le diamètre de la cavité s'est stabilisé (période (IV)), sous l'effet du chargement de la structure et du trafic, le géotextile est maintenu en tension ; il est alors soumis au fluage en plus des actions liées à l'environnement chimique du sol. Il s'ensuit une déformation du géotextile, qui entraîne une augmentation de sa flèche et donc du tassement en surface de la structure.

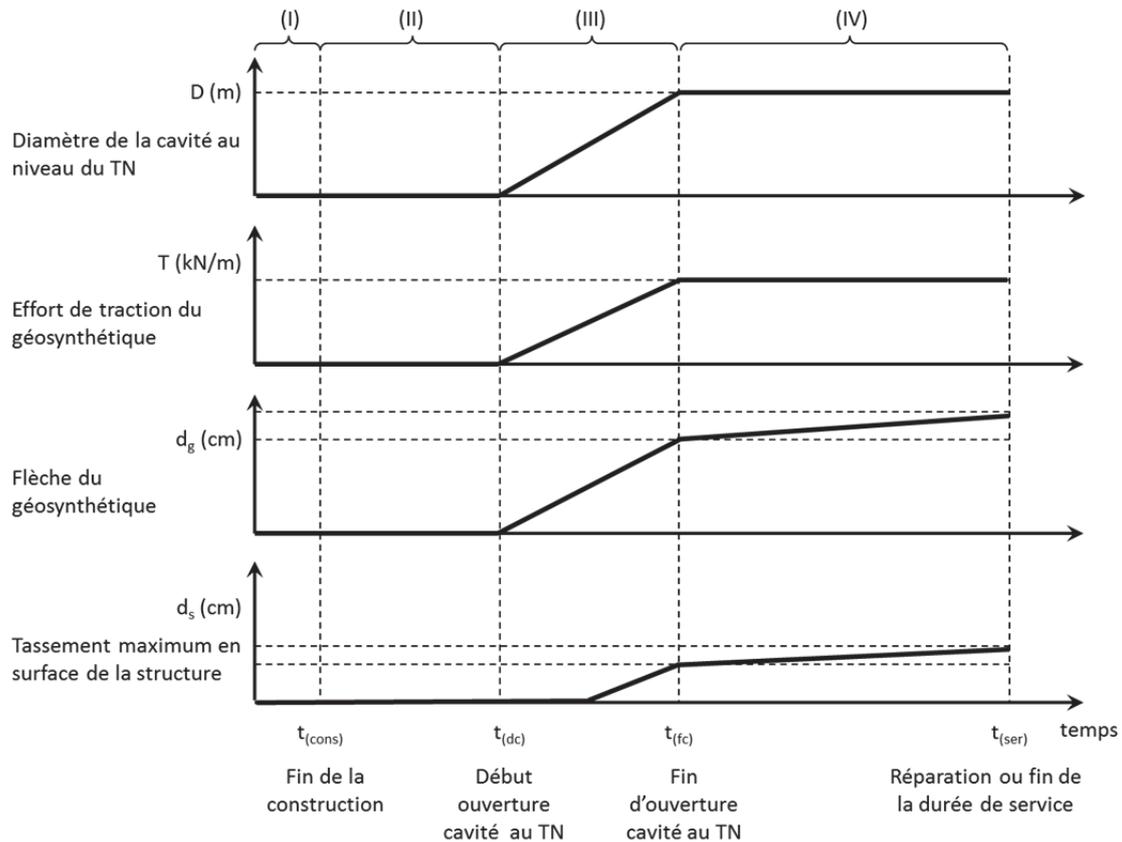


Figure 2. Principe de fonctionnement d'une structure renforcée par géosynthétique avant et après la remontée d'une cavité en surface du terrain naturel.

3. Conception des ouvrages de renforcement par géosynthétiques sur cavités potentielles

La conception des ouvrages de renforcement par géosynthétiques de structures sur cavités potentielles suit les règles usuelles de conception des ouvrages géotechniques. Elle s'appuie sur :

- la connaissance des données de terrain, en particulier les données géologiques et géotechniques liées aux cavités et à leur évolution potentielle (mécanisme, forme et taille) ;
- les données spécifiques à la structure sus-jacente :
 - la hauteur et le type de remblai, les surcharges de trafic ou autres, etc. ;
 - les informations liées à l'exploitation, telle que la durée maximale prévue entre l'apparition de la cavité et sa réparation ;
 - le tassement maximum admissible permettant de maintenir l'exploitation, même réduite, une fois la cavité de taille nominale apparue au niveau du terrain naturel ;
 - éventuellement le tassement ultime ne permettant plus l'exploitation et correspondant à la ruine de l'ouvrage ;
- les mécanismes de comportement et de ruine les plus plausibles en fonction, par exemple, du type de sol de remblai (sols avec foisonnement ou sols sans foisonnement comme les sols traités) : on pourra ainsi distinguer les comportements avant rupture de ceux à la rupture ;
- les principes de justification qui tiennent compte, entre autres, de l'environnement normatif en particulier en étant conforme aux principes du calcul aux états limites avec facteurs partiels, définis dans la norme NF EN 1990 et en respectant les exigences de la norme NF EN 1997-1 applicable au calcul des ouvrages géotechniques ;
- les modèles numériques et méthodes de dimensionnement qui ont été développés suite à différentes actions de recherche et sur la base de l'expérience acquise au cours de la réalisation d'ouvrages antérieurs.

Lors du travail de conception du renforcement par géosynthétiques au-dessus de cavités, il est souhaitable, compte tenu de la complexité des différents mécanismes en jeu (cf. paragraphe 2), d'avoir au préalable une idée précise de la sensibilité du dimensionnement vis-à-vis des différents paramètres. Pour ce faire, une étude de sensibilité non exhaustive est présentée au paragraphe 4.

3.1. Données nécessaires au dimensionnement des ouvrages de renforcement par géosynthétiques sur cavités potentielles

Certaines données du problème de renforcement par géosynthétiques sur cavités potentielles peuvent être déduites au préalable des observations sur site.

Il s'agit entre autres des données géologiques liées à la nature du terrain naturel qui, compte tenu de la profondeur et de la taille des cavités éventuelles par exemple, fixent le diamètre nominal de l'ouverture de la cavité en surface.

Le diamètre des cavités constitue un paramètre essentiel dans le dimensionnement des géosynthétiques. Sa valeur nominale est déterminée lors d'une étude géologique spécifique préalable. De nombreux auteurs se sont penchés sur les mécanismes d'effondrement au-dessus de cavités souterraines. On pourra noter entre autres, les travaux de l'Ineris (Al Heib, 2001) sur l'analyse des conséquences des mouvements sur les structures de surface ainsi que ceux de Delannoy (2005) ou de Caudron (2007).

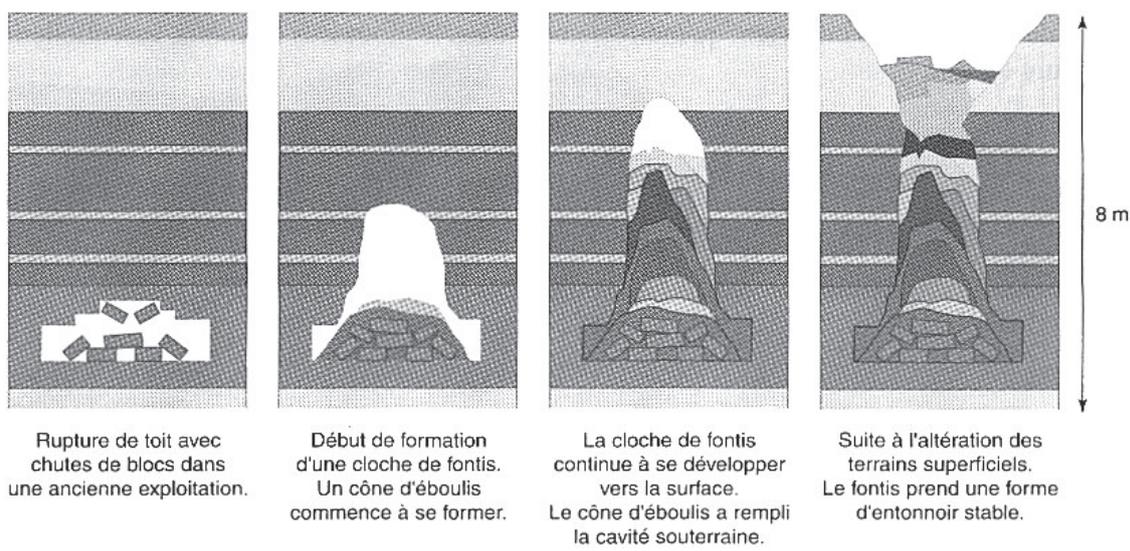
Les auteurs décrivent deux principaux modes de comportement. Le premier correspond aux effondrements de grande ampleur qui affectent des surfaces étendues. Dans ce cas, une zone importante de la cavité souterraine s'effondre, entraînant des déformations importantes en surface. Selon qu'il existe ou non une couche sus-jacente suffisamment rigide et résistante pour stopper la remontée du vide, l'affaissement sera brutal ou plus ou moins progressif. Le second comportement correspond à ce que l'on appelle les fontis. Selon les caractéristiques géométriques de la cavité et la mécanique des terrains sus-jacents, ce vide, d'ampleur modérée, peut être amené à déboucher en surface, soit progressivement mais le souvent très brutalement. L'affaissement peut être de forte amplitude avec des discontinuités très nettes en surface. Selon la géologie, la géométrie, le litage, la présence de failles, d'un aquifère, de circulations d'eau depuis la surface, voire de sollicitations de nature dynamique, l'effondrement souterrain peut déboucher en surface et donner naissance au fontis, dont les flancs sont plus ou moins pentus selon la nature des matériaux du terrain naturel (figure 3). Seul ce second comportement correspond au mécanisme décrit dans le paragraphe 2 et est abordé dans ce document.

Il est intéressant de se pencher sur les diamètres de fontis généralement observés en surface. Al Heib (2001) présente une estimation des diamètres de fontis en fonction de la profondeur de la cavité initiale, pour deux types de carrières, gypse et calcaire grossier (figure 4).

On remarque que, pour les cas observés dans cette étude, le diamètre moyen mesuré en surface est de l'ordre de 3 m et près de 80% des cavités ont un diamètre inférieur à 4 m ; les valeurs sont plus resserrées pour les calcaires grossiers (diamètre moyen 2,6 m et 70% avec un diamètre inférieur à 3 m). La grande majorité de ces valeurs sont dans les ordres de grandeurs de tailles des cavités généralement traitées avec des géosynthétiques.

On notera, d'autre part, que pour un même recouvrement, la variation de diamètre du fontis observé en surface est très importante ce qui peut s'expliquer par la variabilité géologique des cas étudiés.

Lors du dimensionnement d'un ouvrage de renforcement par géosynthétique sur cavité potentielle, il serait aussi intéressant de connaître la variabilité des diamètres des fontis sur un même site. Malheureusement peu de données existent à ce sujet.



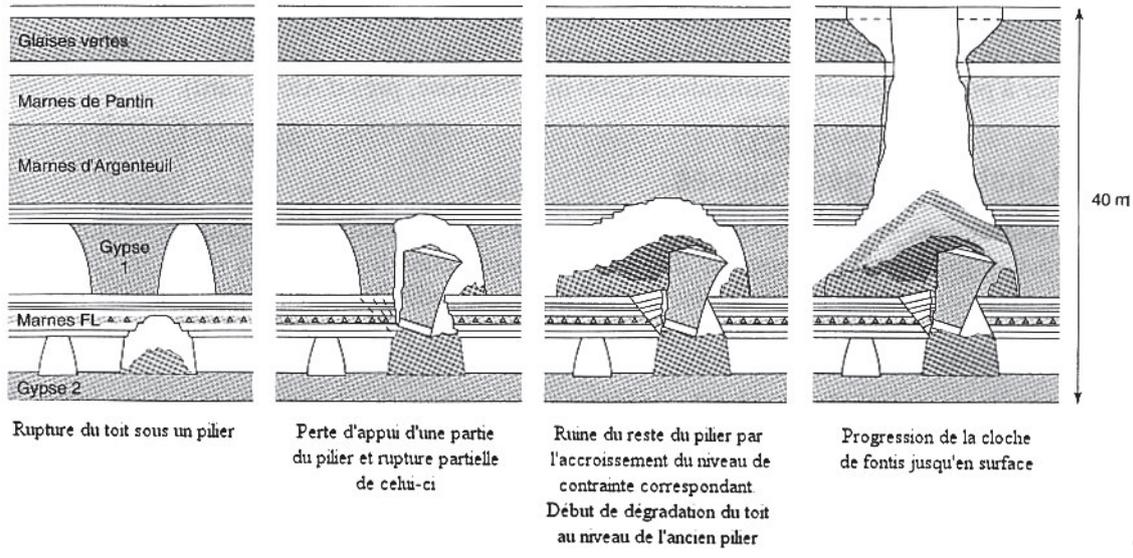


Figure 3. Différentes étapes de formation d'un fontis par instabilité du toit pour un recouvrement de 8 m (a) ; développement d'un fontis par ruine d'un pilier de galerie pour un recouvrement de 40 m (b) (LCPC-INERIS 2002).

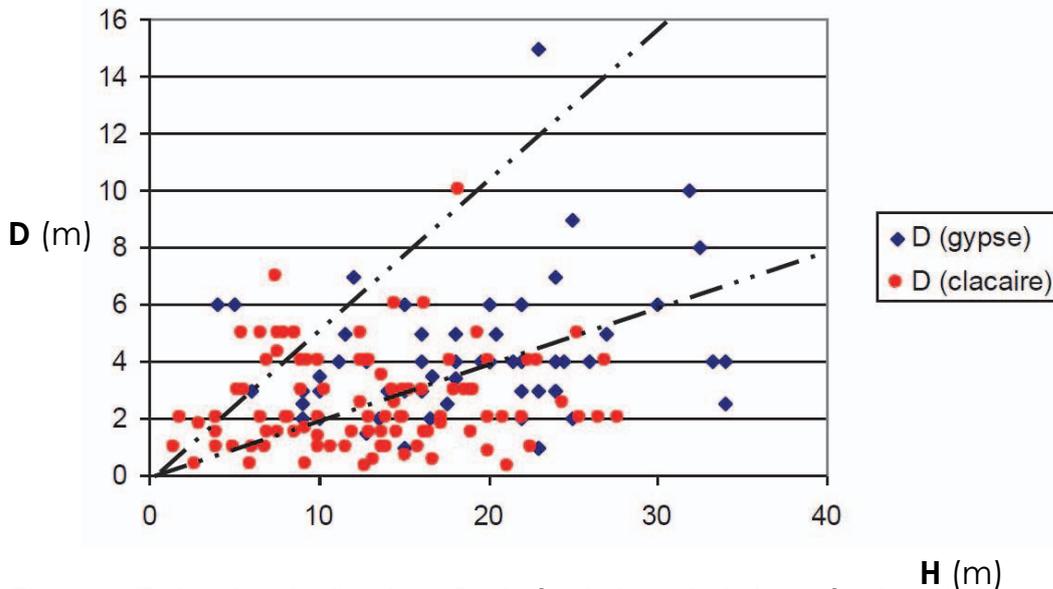


Figure 4. Estimation du diamètre (D) du fontis à partir de la profondeur de la cavité (H) (Al Heib, 2001).

D'autres données sont fixées par l'exploitation de la structure : ainsi le tassement maximum admissible en surface permettant de maintenir l'exploitation sous les surcharges de trafic.

Le tassement maximum admissible en surface est en général fixé par le Maître d'Ouvrage en fonction des contraintes d'exploitation. Certains Maîtres d'Ouvrage possèdent leurs règles propres, comme souvent pour les ouvrages de voies ferrées, qui sont draconiennes et difficiles à respecter. Dans la pratique, on pourra distinguer :

- la valeur maximale du tassement de surface admissible ($d_{s,adm}$) qui permet de garantir le bon fonctionnement de l'ouvrage même après l'ouverture la cavité,
- d'une valeur de tassement de surface limite, sans qu'il y ait pour autant rupture du géotextile, et qui va au-delà de l'exploitation normale de l'ouvrage ; dans ce cas on pourra considérer qu'il y a ruine de l'ouvrage par déformation excessive de la structure ($d_{s,ultm}$).

En général, le tassement de surface admissible ($d_{s,adm}$) sera un paramètre important pour le Maître d'Ouvrage, car il marque la limite de possibilité d'exploitation de l'ouvrage ; celui-ci est utilisé lors du dimensionnement aux états limites de service. Certains auteurs proposent des valeurs (Tableau 1) pour aider les concepteurs (EBGEO, 2011 ; Lawson et Yee, 2011).

Tableau 1. Exemples de critères permettant de définir les valeurs $d_{s,adm}$

Voies ferrées	$d_s/D_s \leq 0,2 \%$ et $d_s \leq 1 \text{ cm}$ (1) $d_s/D_s \leq 0,5 \%$ (2)
Autoroutes (vitesses élevées)	$1,0 \% \leq d_s/D_s \leq 1,7 \%$ (1) $d_s/D_s \leq 1 \%$ (2)
Routes secondaires (vitesses faibles)	$1,7 \% \leq d_s/D_s \leq 2,5 \%$ (1) $d_s/D_s \leq 2 \%$ (2)
Autres routes urbaines, parking, etc.	$2,5 \% \leq d_s/D_s \leq 7 \%$ (1)
Parcs et zones piétonnes	$d_s/D_s \leq 5 \%$ (2)

(1)(EBGEO, 2011), (2)(Lawson et Yee, 2011)

Certaines données peuvent être éventuellement fixées, voire adaptées, lors de la conception de l'ouvrage. Ainsi la hauteur de remblai pourra le cas échéant être optimisée pour diminuer l'effet de la cavité ; cependant on conçoit bien que dans certains cas, comme les situations de déblais, l'ajustement de cette hauteur sera quasiment impossible.

De même, lorsque que cela est possible, il pourra être intéressant, si le contexte géotechnique le permet, de favoriser l'emploi de matériaux foisonnants au-dessus du géosynthétique.

Enfin le concepteur peut agir directement sur certains paramètres comme, par exemple, la durée de service du géosynthétique entre l'apparition de la cavité et la réparation de la structure. On peut ainsi faire le choix soit d'une réparation à « court terme » quelques mois, en général moins de 2 ans, soit d'une absence de réparation. Dans ce dernier cas (dimensionnement à « long terme »), on considère en général une durée d'utilisation du projet de 100 ans (catégorie 5 suivant les Eurocodes).

3.2. Les principales méthodes de dimensionnement

Les méthodes de dimensionnement usuelles sont basées sur des approches diverses qui permettent de considérer le comportement en membrane du géosynthétique et différents modèles d'effondrement du sol de remblai au-dessus de la cavité. Si la connaissance du comportement en membrane semble actuellement bien maîtrisée, le modèle d'effondrement et l'action du sol de remblai sur la nappe reste l'un des sujets de préoccupation actuel majeur non seulement pour les sols granulaires mais aussi pour les sols traités ou hétérogènes.

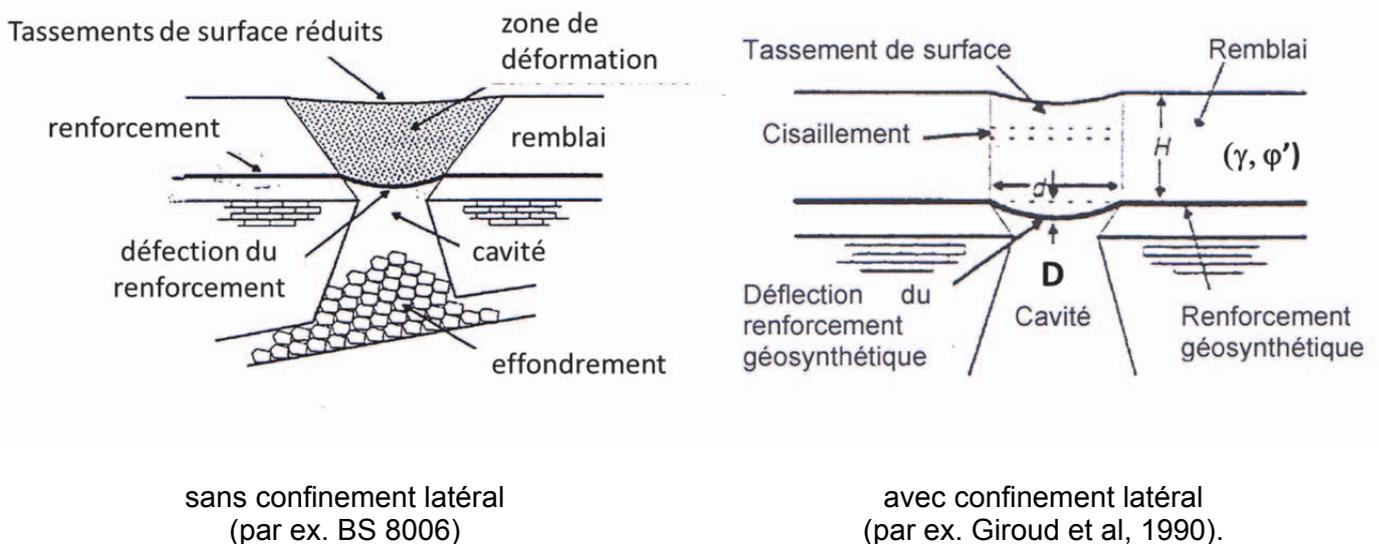


Figure 5. Différentes approches du comportement du sol au-dessus du géosynthétique.

Parmi les différentes approches du comportement du sol au-dessus de la cavité, on peut distinguer celles qui supposent un écoulement du sol suivant une zone plus ou moins tronconique de celles qui prennent en compte un confinement latéral et un volume de sol effondré cylindrique (figure 5).

Parmi les méthodes sans confinement latéral telle que celle de la BS 8006, l'angle d'ouverture du cône θ constitue un paramètre important qui permet de définir la largeur de la zone d'effondrement (D_s) (1) ; EBGeo (2011) propose $\theta = 85$ degrés et BS 8006 $\theta = \varphi'$:

$$D_s = D + \frac{2H}{\tan\theta} \quad (1)$$

Le calcul de la contrainte verticale sur le géotextile (σ_{vg}) prend en compte le poids volumique du remblai (γ) et les surcharges permanentes (p) et temporaires (q) (2) :

$$\sigma_{vg} = \gamma H + p + q \quad (2)$$

Les méthodes prenant en compte le confinement latéral supposent un report d'une partie des charges du massif de sol situé au-dessus de la cavité vers les bords latéraux par des mécanismes de cisaillement de sol ou d'effets voûte. La contrainte agissant sur la nappe géosynthétique est le plus souvent supposée constante et répartie uniformément.

L'étude du comportement de l'effet de voûte dans les matériaux granulaires au-dessus d'une cavité a fait l'objet d'un certain nombre d'études depuis Terzaghi (1943). La modélisation de Terzaghi permet d'évaluer la contrainte au-dessus du géosynthétique lorsque la cavité remonte en surface.

Dans le cas d'une cavité circulaire, la contrainte est présentée dans l'équation (3)

$$\sigma_{vg} = \frac{D(\gamma - \frac{4c'}{D})}{4K_a \tan\varphi'} \left[1 - e^{-K_a \tan\varphi' (\frac{4H}{D})} \right] + (p+q) \left[e^{-K_a \tan\varphi' (\frac{4H}{D})} \right] \quad (3)$$

avec K_a coefficient de poussée.

Dans le cas d'une cavité longitudinale, elle est donnée par l'équation (4).

$$\sigma_{vg} = \frac{D(\gamma - \frac{2c'}{D})}{2K_a \tan\varphi'} \left[1 - e^{-K_a \tan\varphi' (\frac{2H}{D})} \right] + (p+q) \left[e^{-K_a \tan\varphi' (\frac{2H}{D})} \right] \quad (4)$$

La prise en compte d'un coefficient K autre que le coefficient de poussée des terres est proposée par de nombreux auteurs sans qu'une définition particulière fasse actuellement l'unanimité.

Au vue des observations dans les sols granulaires sur sites expérimentaux de taille réelle (Gourc et al., 1999 ; Huckert et al., 2013 ; Huckert et al., 2014 ; Huckert, 2014), il semble raisonnable de considérer le mécanisme avec confinement latéral représentatif du comportement courant dans ces matériaux.

Le tableau 2 présente les équations de base relatives aux deux principales méthodes qui utilisent cette hypothèse de comportement : Rafael (Blivet et al., 2001) et EBGeo (2011).

Sur site expérimental de taille réelle, les observations du comportement du géosynthétique dans les ancrages de part et d'autre de la cavité montrent l'existence d'un glissement nécessaire à la mobilisation des efforts à l'interface sol/géosynthétique. Briançon et Villard (2008) ont développé une méthode analytique spécifique, qui s'inspire de la méthode Rafael en prenant en compte une loi d'interaction sol/géosynthétique élasto-plastique avec une rupture de type Mohr-Coulomb atteinte pour un déplacement relatif sol/géosynthétique (U_0). La figure 6 présente la géométrie prise en compte par Briançon et Villard (2006).

Comme pour les méthodes Rafael et EBGeo, cette méthode considère que la distribution de contrainte sur le géotextile est verticale et uniforme. Le tableau 3 présente les équations d'équilibres à résoudre pour évaluer la traction maximale dans le géosynthétique, et ses déplacements en bord de cavité.

Si cette dernière méthode présente indéniablement une avancée par rapport aux méthodes de dimensionnement antérieures, il est encore possible d'apporter des améliorations aux modélisations des mécanismes.

Tableau 2. Comparaison des méthodes Rafael et EBGEO

<p><u>Diamètre de la dépression en surface et calcul du tassement en surface (d_s)</u> $\theta = 90$ degrés $D_s = D$ Calcul du tassement en surface (d_s) à partir de (d_s/D_s) déterminé par le tableau 1</p>	
<p><u>Tassement du géosynthétique</u> $d_g = d_s + 2 H (C_e - 1)$</p>	
<p><u>Allongement du géosynthétique</u> $\epsilon_g = \frac{8}{3} \left(\frac{d_g}{D} \right)^2$</p>	
<p><u>Contrainte sur le géosynthétique</u> $\sigma_{vg} = \frac{D \left(\gamma - \frac{4c'}{D} \right)}{2K_a \tan \phi'} \left[1 - e^{-K_a \tan \phi' \left(\frac{4H}{D} \right)} \right] + p \left[e^{-K_a \tan \phi' \left(\frac{4H}{D} \right)} \right] + q \left[e^{-K_a \tan \phi' \left(\frac{4H}{D} \right)} \right]$</p>	
<p><u>Traction dans le géosynthétique</u></p>	
<p><u>Rafael</u> $T_{max} = \frac{\sigma_{vg} D}{2} \sqrt{1 + \frac{1}{6 \epsilon_{max}}}$</p>	<p><u>EBGEO</u> angle de changement de direction de la nappe sur le bord de la cavité $\alpha = \arctan \left(\frac{d_g}{0,1 D/2} \right)$ anisotropie en raideur du géosynthétique (*) si $\omega = J_{ST} / J_{SP}$ $T_{SP} = \frac{X_{SP} \sigma_{vg} D^2}{8 d_g \cos \alpha_{SP}} \quad T_{ST} = \frac{X_{ST} \sigma_{vg} D^2}{8 d_g \cos \alpha_{ST}}$ avec $X_{SP} = \frac{1}{1+\omega}$ $X_{ST} = 1 - X_{SP}$ si forte anisotropie ou produit uniaxial (cf Rafael)</p>

(*) Une justification de cette approche est présentée par Schwerdt et Bromen (2014)

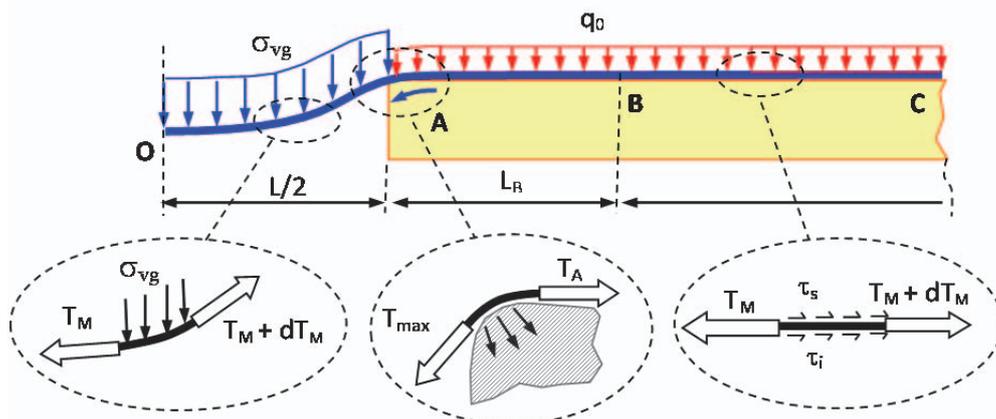


Figure 6. Géométrie prise en compte par Briançon et Villard (2006).

Notons quelques domaines pour lesquels les approches actuelles pourraient utilement faire l'objet d'investigations complémentaires :

- report de charge sur les bords de la cavité ; l'approche de Terzaghi n'a pas réellement été confirmée ;
- distribution des contraintes sur le géosynthétique, prise actuellement uniforme et verticale, elle est vraisemblablement fonction entre autres, du mécanisme d'ouverture de la cavité ou des lois d'interaction sol/géosynthétique ;
- reprise des efforts sur le bord de la cavité et mécanismes de mobilisation des ancrages ;

- foisonnement du sol ; ce paramètre est encore difficile à quantifier tout comme le volume réel de sol impliqué par ce phénomène ;
- sans oublier les sols traités, ou cohérents, qui ne font l'objet que de peu d'études à ce jour (Huckert et al., 2015).

Tableau 3. Méthode de Briançon et Villard (2008)

<p><u>Déplacement en bord de cavité</u></p> $\frac{D}{4\beta} \left(\beta \sqrt{1 + \beta^2} + \text{ArgSh } \beta \right) - \frac{D}{2} = U_A + \sigma_{vg} D^2 \frac{3 + \beta^2}{12\beta J}$ $U_A = T_A / Jr \text{ si } U_A \leq U_0 \quad \text{et} \quad U_A = U_0 + (T_A^2 - T_B^2) / 2J \tau_0 \text{ si } U_A > U_0$ <p style="text-align: center;">avec $r = \sqrt{q_0 (\tan \delta_i + \tan \delta_s) / (JU_0)}$</p> <p>2 équations avec 2 inconnues (U_A et β) avec : σ_{vg} contrainte verticale au-dessus de la cavité, q_0 contrainte verticale de part et d'autre de la cavité δ_i (resp. δ_s) frottement géosynthétique avec le sol inférieur (resp. supérieur) J raideur du géosynthétique</p>	
<p><u>traction dans le géosynthétique</u> aux ancrages</p> $T_A = \left[\sigma_{vg} D \frac{\sqrt{1+\beta^2}}{2\beta} \right] / [e^{\alpha A \tan \beta \tan \delta_i}] \text{ et } T_B = U_0 Jr$ <p style="text-align: center;">avec $\alpha = U_A / U_0 \text{ si } U_A \leq U_0 \text{ et } \alpha = 1 \text{ si } U_A > U_0$</p> <p>sur la cavité</p> $T_{\max} = \frac{\sigma_{vg} D}{2\beta} \sqrt{1 + \left(\frac{2\beta x}{D} \right)^2} \text{ et } d_g = \beta \frac{D}{4}$	

3.3. Sensibilité du dimensionnement vis-à-vis des principaux paramètres de conception

Avant de préciser la méthodologie de conception des ouvrages, il est utile de regarder la sensibilité des principaux paramètres utilisés dans le dimensionnement. À cet effet, en première approche, on peut prendre un exemple d'ouvrage courant et regarder l'incidence des variations de principaux paramètres de dimensionnement. Comme cela a été montré dans les paragraphes précédents, les deux critères principaux d'évaluation du dimensionnement sont :

- l'effort de traction maximum qui se développe dans le géotextile ; il permet de choisir un géosynthétique assez résistant pour éviter sa rupture ;
- le tassement en surface de la structure, qui est fixé pour permettre la poursuite de l'exploitation de la structure dans des conditions acceptables.

Les données de l'exemple proposé, présentées sur la figure 7, sont :

- Cavité circulaire de diamètre $D = 2,2 \text{ m}$;
- Remblai : hauteur $H = 1,0 \text{ m}$, poids volumique $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$, angle de frottement $\varphi' = 35$ degrés sans cohésion, coefficient de foisonnement $C_e = 1,1$;
- Charges de trafic : $q = 20 \text{ kPa}$;
- Tassement maximum admissible en surface $d_{s,adm} = 10 \text{ cm}$;
- Interaction géosynthétique/sol : elle est considérée identique des deux côtés du géosynthétique et est caractérisée par un angle de frottement géosynthétique/sol $\varphi'_g = 32$ degrés et une cohésion nulle. Le déplacement relatif de l'interface géosynthétique/sol nécessaire à la mobilisation du frottement maximum a été fixée à : $U_0 = 2 \text{ mm}$.

Pour cette étude de sensibilité, le dimensionnement est réalisé sans prendre compte de sécurité, l'objectif étant uniquement de préciser l'influence de chacun des paramètres. Ainsi suivant la méthode « Rafael » (Blivet et al., 2001), améliorée par Briançon et Villard (2008), il a été possible de définir pour la configuration de référence la raideur du géosynthétique $J = 2000 \text{ kN/m}$ ainsi que la traction maximale du géosynthétique $T = 71 \text{ kN/m}$.

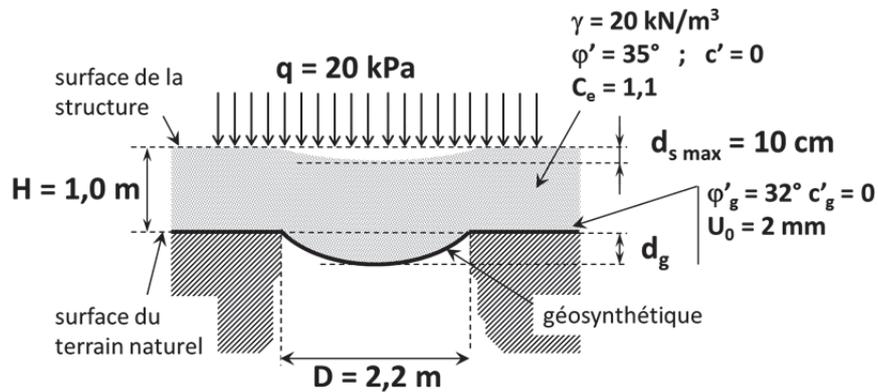


Figure 7. Données de l'exemple traité.

- *Influence du diamètre de la cavité au niveau du terrain naturel*

Il semble donc intéressant de regarder la sensibilité du dimensionnement du géosynthétique vis-à-vis de la variabilité du diamètre de la cavité. Pour ce faire, on a évalué l'influence d'une variabilité de $\pm 30\%$ du diamètre sur l'exemple de structure (figure 8), dont la conception est optimisée pour un diamètre 2,2 m. La variabilité de diamètre étudiée correspond à 1,54 m et à 2,86 m.

On constate que si le diamètre de la cavité augmente, naturellement le tassement en surface et la tension du géosynthétique augmentent aussi (Tableau 4). On notera cependant que si la traction augmente d'un peu moins de 30%, le tassement de surface a plus que doublé par rapport à la référence, ce qui risquerait de ne pas être admissible dans un cas réel.

Par contre, lorsque le diamètre de la cavité diminue, la tension du géotextile diminue de près de 30% et le tassement de surface est nul.

On en conclut que, dans le cas de remblai en matériau granulaire foisonnant, la cavité peut ne pas être observable en surface malgré l'effondrement souterrain. Cette constatation met en relief l'intérêt de connaître aussi le mode d'ouverture en jeu lors de la remontée de la cavité, progressive ou brutale.

On pourra donc retenir, en première analyse, la très grande sensibilité du tassement de surface vis-à-vis du diamètre.

Tableau 4. Incidence d'une variation de diamètre de la cavité

	Raideur du GSY (kN/m)	Diamètre de la cavité (m)	Tassement en surface (cm)	Tension du GSY (kN/m)
	2000	1,54	0	51
référence	2000	2,20	10	71
	2000	2,86	23	91

- *Influence du coefficient de foisonnement*

Comme le coefficient de foisonnement du sol de remblai intervient directement dans la relation entre la flèche du géosynthétique et le tassement en surface, il est intéressant de voir son incidence sur la tension du géotextile et sur le tassement en surface (Tableau 5). Comme le coefficient de foisonnement n'influence pas les charges sur le géosynthétique, sa variation n'a pas d'incidence sur la tension. Par contre, l'influence est énorme sur le tassement en surface.

On retiendra donc l'importance d'une estimation aussi précise que possible du coefficient de foisonnement du sol lors de la conception d'une structure renforcée par géosynthétique. Cependant, deux points peuvent être soulignés : le manque de méthodologie reconnue pour mesurer la valeur du coefficient de foisonnement et le fait que le mécanisme de foisonnement n'est pas uniforme au sein du volume de sol effondré, ce qui nécessite la prise en considération d'une valeur moyenne du coefficient de foisonnement en fonction du type de rupture supposé.

Tableau 5. Incidence d'une variation du coefficient de foisonnement (diamètre 2,20 m)

	Raideur du GSY (kN/m)	Coefficient de foisonnement (C_e)	Tassement en surface (cm)	Tension du GSY (kN/m)
	2000	1,00	30	71
	2000	1,03	24	71
	2000	1,05	20	71
référence	2000	1,10	10	71

- *Influence du temps de sollicitation du géosynthétique sur la cavité ouverte*

Le concepteur peut choisir différentes durées de service du géosynthétique entre l'apparition de la cavité et la réparation de la structure. Le tableau 6 montre l'incidence de différentes durées de service sur le comportement de la structure, en raison du fluage du géosynthétique (le calcul est réalisé suivant la méthodologie décrite au paragraphe 4.2). On constate qu'au niveau de déformation de service la vitesse de fluage reste très faible et donc que l'incidence du temps de service a peu d'influence.

Note : le risque de rupture par fluage, qui peut être important, n'a pas été regardé dans cette analyse.

Tableau 6. Incidence du temps de sollicitation du géosynthétique (diamètre 2,20 m)

	Temps de sollicitation	Tassement en surface (cm)	Tension du GSY (kN/m)
Référence	10 h	10	71
	1 an	10,5	70,4
	114 ans	11,0	69,7

- *Influence du mode de mobilisation de la force d'ancrage avec glissement*

Comme l'ont montré Briançon et Villard (2008), lors de l'ouverture de la cavité un glissement se produit lors de la mobilisation des efforts d'ancrages. Le tableau 7 présente l'incidence de la loi de mobilisation de l'ancrage sur le tassement en surface et la tension dans le géosynthétique. On constate un écart important entre les calculs avec glissement et le calcul sans glissement ; par contre, il y a relativement peu d'influence des variations des paramètres d'interaction. Un dimensionnement du cas de référence sans prendre en compte la loi de mobilisation de l'ancrage conduirait à retenir un géosynthétique de raideur $J=1450$ kN/m pour une tension maximale de 71 kN/m. L'utilisation d'un tel produit, conduirait en réalité et en prenant un compte le comportement d'ancrage à un tassement de surface de 13 cm, ce qui est supérieur à l'objectif fixé.

Tableau 7. Incidence de la mobilisation en ancrage (diamètre 2,20 m)

	Raideur du GSY (kN/m)	Mobilisation ancrage	Tassement en surface (cm)	Tension du GSY (kN/m)
	2000	$\varphi'_{\text{géo}} = 26$ degrés $U_0 = 2$ mm	11	69
	2000	$\varphi'_{\text{géo}} = 29$ degrés $U_0 = 2$ mm	11	70
	2000	$\varphi'_{\text{géo}} = 32$ degrés $U_0 = 5$ mm	10	71
référence	2000	$\varphi'_g = 32$ degrés $U_0 = 2$ mm	10	71
	2000	$\varphi'_{\text{géo}} = 34$ degrés $U_0 = 2$ mm	10	72
	2000	sans glissement	7	78

4. Les principes de justification

Les pratiques actuelles en matière de dimensionnement des géosynthétiques sur cavités sont liées au type de méthodes de calcul préconisées dans les différents pays ainsi qu'aux réglementations en vigueur notamment en matière de sécurité. De plus, les imprécisions ou manquements des différentes méthodes, notamment par rapport au comportement du sol de remblai au-dessus de la nappe ou par rapport au comportement dans le temps du géosynthétique, ont conduit à différentes pratiques brièvement présentées ci-dessous. Enfin selon les objectifs à atteindre, les stratégies de réparation préconisées et l'utilisation des coefficients partiels et de sécurité peuvent également influencer sur le dimensionnement. Quelques concepts de base seront exposés et illustrés par une application dans ce chapitre.

4.1. Les pratiques actuelles concernant le comportement du sol au-dessus de la cavité et le comportement du géosynthétique dans le temps

Le comportement du sol au-dessus de la cavité dépend à la fois de la géométrie (ratio H/D, figure 1) et des propriétés géotechniques du sol de remblai.

- Critère géométrique

Différents auteurs s'accordent pour admettre qu'au-delà d'un ratio H/D = 3, il se crée un effet de voûte stable au-dessus de la cavité (EBGEO, 2011 ; Lawson and Yee, 2011). Au-delà de ce ratio on considèrera que la contrainte qui s'applique sur le géosynthétique est pratiquement indépendante de la hauteur du remblai et des charges en surface. Dans ce cas, on pourra retenir lors de dimensionnements simples que le volume de sol à prendre en compte dans le calcul du géosynthétique est limité en hauteur à 3 D au-dessus de ce dernier.

De manière analogue, en deçà d'une certaine hauteur de remblai, on peut considérer que les mécanismes de report de charge sont fortement perturbés. EBGEO (2011) considère qu'en dessous de H/D = 1, il n'y a pas de frottement mobilisable dans le remblai sur le bord de la cavité. Lawson and Yee (2011) ne propose pas d'abaques de dimensionnement en dessous d'une valeur H/D = 0,5 et Gourc et al. (1999) avaient montré lors du projet Rafael, mettant en œuvre des sols granulaires cohésifs, que la limite de stabilité de la voûte sous trafic se situait entre un ratio H/D de 0,375 et 0,75. Il semble raisonnable de proposer, pour des sols purement frottant, une limite de l'ordre de H/D = 0,5.

- Propriétés géotechniques du sol de remblai

Dans le cas des sols granulaires, au-delà des caractéristiques géotechniques usuelles, poids volumique (γ), l'angle de frottement (φ') et cohésion (c'), le coefficient de foisonnement (C_e) a une incidence capitale sur le comportement du sol au-dessus de la cavité. Il caractérise l'augmentation de volume du sol cisailé dans la zone d'effondrement lors de l'ouverture de la cavité (figure 1). Sa valeur dépend du type de matériau et de sa compacité. Bien que C_e puisse atteindre une valeur de 1,15, EBGEO (2011) propose des valeurs de 1,05 (resp. 1,03) pour les matériaux concassés (resp. roulés) et Briançon et Villard (2008) préconisent de choisir des valeurs entre 1,03 et 1,1 pour les remblais courants.

Les propriétés du sol de remblai et la géométrie influencent aussi la valeur de l'angle de diffusion de l'ouverture dans le remblai (θ) (figure 1). Les valeurs de θ proposées dans la littérature pour un effondrement tronconique varient considérablement suivant les auteurs : $\theta = \pi/4 + \varphi'/2$ (Parry, 1983), $\theta = \varphi'$ (BS8006, 1995), ou $\theta = 80$ degrés (EBGEO 2011). Dans l'approche avec confinement latéral, on peut considérer que $\theta = \pi/2$ (Briançon and Villard, 2008). Les expériences récentes réalisées lors du projet Geolnov (Huckert, 2014) semblent confirmer qu'un angle $\theta = \pi/2$ constitue une approche raisonnable pour un matériau granulaire.

Ces deux paramètres ont une incidence importante sur le tassement en surface (d_s). Ainsi pour une cavité circulaire, on peut montrer l'incidence de l'angle de diffusion (θ) sur le diamètre de l'effondrement en surface [équation 1, paragraphe 3.2] et celle du coefficient de foisonnement (C_e) sur la différence de tassement entre le géosynthétique et la surface, par exemple dans le cas d'un angle de diffusion $\theta = 90$ degrés (5) :

$$d_g - d_s = 2 H (C_e - 1) \quad (5)$$

pour $\theta = 90$ degrés

Dans le cas des sols traités, par contre, le mécanisme présenté dans la figure 1 ne s'applique pas (Huckert et al., 2015).

Compte tenu de l'importance du comportement en déformation du géosynthétique dans le comportement des ouvrages renforcés au-dessus de cavités, il est important de rappeler les principes généraux d'évolution dans le temps du comportement des géosynthétiques. Trois principaux facteurs influencent le comportement dans le temps : l'endommagement lors de l'installation et le compactage, le fluage en traction et le vieillissement dépendant des conditions d'environnement du produit.

La réduction de résistance des géosynthétiques lors de l'installation et le compactage a été étudiée depuis longtemps et est intégrée dans les normes de dimensionnement des renforcements par géosynthétique (en particulier NFXP38064) sous la forme d'un coefficient réducteur (Γ_{instal}). L'annexe C de la norme précise les différentes méthodes de détermination de la réduction de résistance.

L'incidence de l'installation et du compactage sur la raideur des produits a été étudiée, entre autres, par Müller-Rochholz (2003). Müller-Rochholz distingue les endommagements externes qui correspondent à des coupures des barres de renfort (ou des câblés), des endommagements internes pour lesquels l'intégrité des éléments de renfort est préservée. C'est le cas par exemple des produits

dont les éléments de renfort sont protégés par un gainage ou un autre géosynthétique. La figure 8 montre que si, pour les géosynthétiques subissant des endommagements externes, l'installation et le compactage entraînent une réduction de raideur, pour ceux ne subissant que des endommagements internes il n'y a pas de perte de raideur.

L'incidence du fluage en traction des géosynthétiques sur la résistance à la traction a été étudiée depuis longtemps et est intégrée dans les normes de dimensionnement des renforcements par géosynthétique (en particulier NFXP38064) sous la forme d'un coefficient réducteur (Γ_{flu}). L'incidence du fluage sur la déformation est souvent représentée en utilisant les courbes isochrones (EN ISO 13431) (figure 9).

Concernant l'étude du vieillissement des géosynthétiques, divers auteurs ont essayé d'établir des lois de comportement dans le temps ; parmi ceux-là, citons Elias et al. (1998), Nait-Ali et al. (2014) et Nait-Ali et Freitag (2014).

La perte de résistance à la traction dépend du type de dégradation subie et peut être approchée par des modèles spécifiques. Cette diminution de résistance est intégrée dans les normes de dimensionnement des renforcements par géosynthétique (en particulier NFXP38064) sous la forme d'un coefficient réducteur (Γ_{vieil}).

L'influence sur la raideur a été moins étudiée. On pourra cependant retenir les quelques éléments suivants : en ce qui concerne l'hydrolyse (en pH neutre ou acide) on observe en général pas, ou très peu, de réduction de raideur, ce qui n'est pas le cas de l'hydrolyse alcaline où une perte de raideur est observée dès le départ. Concernant les autres types de dégradation comme l'oxydation, la perte des propriétés mécaniques est différente. On peut observer dans certains cas une augmentation sensible de la raideur, liée à une augmentation du taux de cristallinité.

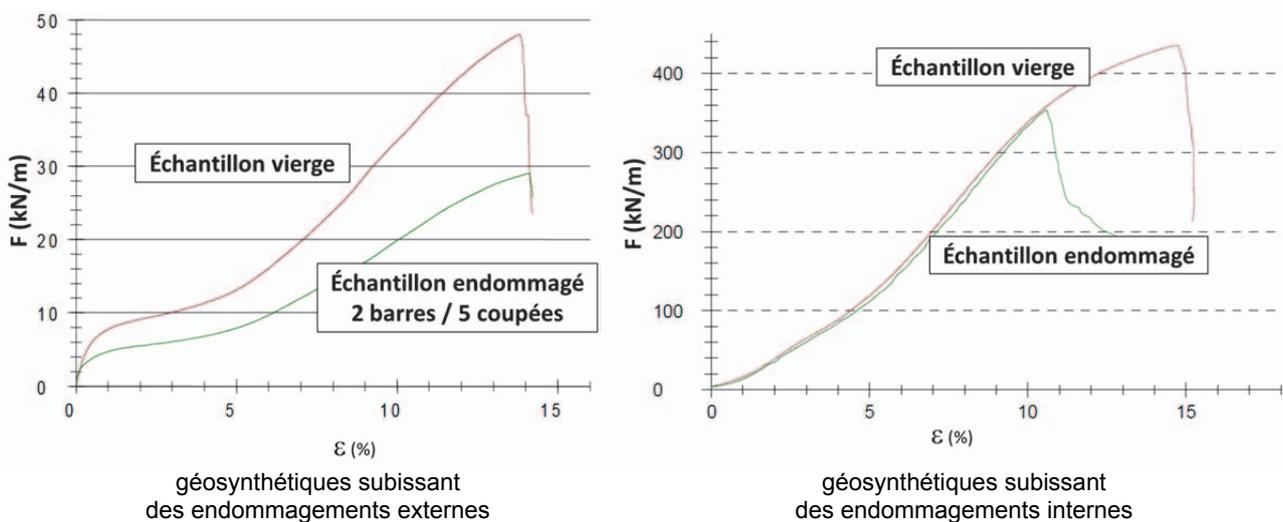


Figure 8. Incidence de l'installation et du compactage sur la raideur de différents types d'endommagements (d'après Müller-Rochholz, 2003).

4.2. Stratégie de dimensionnement

Les ouvrages de renforcement par géosynthétique sur cavités peuvent atteindre la ruine par rupture des éléments liés au renforcement :

- rupture du géosynthétique ;
- rupture des ancrages.

Les risques de ruine par déformation excessive de la structure peuvent aussi être analysés lors des calculs aux *états-limites ultimes*, si celle-ci vont bien au-delà de l'exploitation normale de l'ouvrage.

Il découle des comportements décrits au paragraphe 2 que les différents *états-limites ultimes* à considérer sont :

- les *états-limites d'instabilité par défaillance du renforcement*, soit par insuffisance de résistance à la traction, soit par insuffisance de la résistance de l'interaction entre le renforcement et le sol,
- les *états-limites d'instabilité par déformation excessive de la structure*.

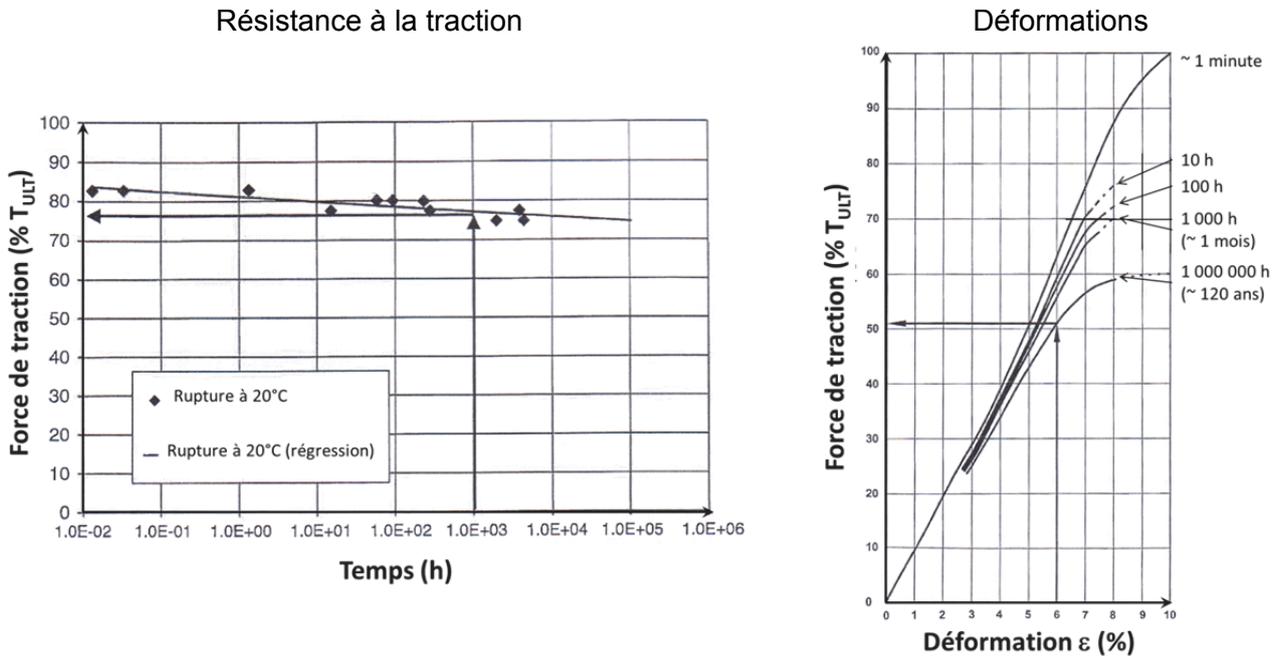


Figure 9. Incidence du fluage sur la résistance à la traction et sur le comportement en déformation (d'après EBGEO, 2011).

En outre, on doit vérifier qu'aucun de ces états limites ne peut être atteint ni au cours de la construction ni pendant sa durée d'utilisation prévue.

Par ailleurs, la particularité des ouvrages de renforcement par géosynthétiques sur cavités par rapport aux autres ouvrages de renforcement consiste dans le besoin de vérifier le tassement de surface pour garantir la poursuite du bon fonctionnement de l'ouvrage même après l'ouverture la cavité. Il s'en suit la nécessité d'analyser l'état-limite de service correspondant au cours de la construction et pendant sa durée d'utilisation prévue.

Comme pour les autres ouvrages renforcés, les situations de calcul à considérer pour définir les situations de calcul doivent être sélectionnées et classées conformément aux principes définis dans la norme NF EN 1990 en distinguant les situations de projet durables, les situations de projet transitoires, les situations de projet accidentelles et les situations de projet sismiques. Les effets des actions doivent être déterminés en combinant les actions :

- pour les états limites ultimes, les combinaisons d'actions pour les situations durables et transitoires, celles pour les situations accidentelles et celles pour les situations sismiques ;
- pour les états limites de service, les combinaisons caractéristiques, les combinaisons fréquentes, et les combinaisons quasi-permanentes.

En conformité avec les normes existantes sur les ouvrages renforcés, on retiendra l'approche 2 pour la justification des renforcements par géosynthétique de structure au-dessus de cavités.

Le tableau 8 récapitule les facteurs partiels aux états limites ultimes conformément à l'annexe nationale (NF EN 1997-1/NA) pour l'approche 2. Pour la vérification des états limites de service, les facteurs partiels sont pris égaux à 1 conformément à l'annexe nationale (NF EN 1997-1/NA).

Les règles générales de justification des ouvrages se déclinent en fonction des états limites ultimes et des états limite de service :

- Etats limites ultimes

Les vérifications aux états limites ultimes visent à éviter la ruine de l'ouvrage après l'ouverture de la cavité.

Compte tenu des mécanismes décrits précédemment, on peut définir les vérifications minimales qu'il y a lieu d'effectuer aux états limites ultimes (Tableau 9). Il induit les facteurs partiels qui s'appliquent aux actions ainsi qu'aux résistances (Tableau 8).

La vérification à l'état limite ultime vis-à-vis de la rupture en traction du géosynthétique fait l'objet d'une démarche particulière qui doit prendre en compte le comportement à long terme du produit. La vérification de la stabilité du sol au-dessus du géosynthétique permet de calculer la résistance de traction du géosynthétique (T_{ELU}).

Tableau 8. Facteurs partiels

		ELU
Combinaison	Symbole	A1 + M1 + R2
Action		A1
permanente défavorable (favorable)	$\gamma_{GSup} (\gamma_{GInf})$	1,35 (1)
temporaire défavorable (favorable)	$\gamma_{QSup} (\gamma_{QInf})$	1,5 (0)
Paramètres		
Sol		M1
Angle de frottement effectif	$\gamma_{\phi'}$	1
Cohésion effective	$\gamma_{c'}$	1
Cohésion non-drainée	γ_{cu}	1
Poids volumique	γ_{γ}	1
Géosynthétique		R2
Résistance à la traction	$\gamma_{M,t}$	1,25
Interaction		
Résistance au glissement	$\gamma_{R,f}$	1,35

Tableau 9. Vérifications minimales aux états limites ultimes

	ELU type	Approche
Stabilité du sol au-dessus du géosynthétique		
Résistance en traction du géosynthétique	STR	2
Tassement du sol en surface (*)	GEO	2
Stabilité des ancrages		
Résistance d'interaction	STR/GEO	2

(*) *il s'agit ici d'évaluer le risque d'instabilité par déformation excessive de la structure qui va bien au-delà de l'exploitation normale de l'ouvrage.*

La vérification aux états limites ultimes s'écrit [6] :

$$T_{ELU} \leq T_{adm} \quad (6)$$

avec T_{adm} la résistance admissible du géosynthétique qui peut être évaluée à partir de la résistance ultime à court terme (T_{ULT}) mesurée suivant la norme NF EN ISO 10319 [7] :

$$T_{adm} \leq (1/\gamma_{géo}) T_{ULT} \quad (7)$$

avec $\gamma_{géo}$ le coefficient qui intègre le facteur partiel de la résistance en traction ($\gamma_{M,t}$) du tableau 8 et les coefficients réducteurs qui permettent de prendre en compte le comportement dans le temps du géosynthétique (8) :

$$\gamma_{géo} = \gamma_{M,t} \cdot \Gamma_{flu} \cdot \Gamma_{vieil} \cdot \Gamma_{instal} \quad (8)$$

avec $\gamma_{M,t}$ le facteur partiel de la résistance en traction.

Γ_{flu} le coefficient de réduction lié à la réduction de la résistance en traction lors du fluage des renforcements géosynthétiques.

Γ_{vieil} le coefficient de réduction lié à la réduction de la résistance en traction due au vieillissement des produits géosynthétiques dépendant des conditions d'environnement.

Γ_{instal} le coefficient de réduction correspondant à la réduction de la résistance en traction due à l'endommagement des renforcements géosynthétiques lors de leur installation et du compactage des remblais.

Dans le cas des vérifications par une méthode analytique simple, on procèdera en général de la façon suivante :

1. Calcul de la contrainte verticale sur le géosynthétique en prenant en compte la forme de la zone d'effondrement (θ), le frottement latéral entre la zone d'effondrement et le remblai stable, les différentes surcharges comme le trafic ;
2. Choix d'un type de géosynthétique (type de polymère) et donc de sa déformation ultime correspondante (ϵ_{ult}) ;
3. Calcul de la résistance de traction du géosynthétique (T_{ELU}) pour assurer la stabilité du sol au-dessus de la cavité pour la déformation ultime du type de géosynthétique choisi (ϵ_{ult}) ;

4. Calcul de la résistance de traction ultime (T_{ULT}), intégrant le comportement du géosynthétique dans le temps pour la durée de service de l'ouvrage (t_s) ;
5. Calcul de la longueur d'ancrage ($L_{a,ELU}$). (voir fin de ce paragraphe)

La figure 10 présente le principe de la vérification à l'état limite ultime vis-à-vis de la rupture en traction du géosynthétique.

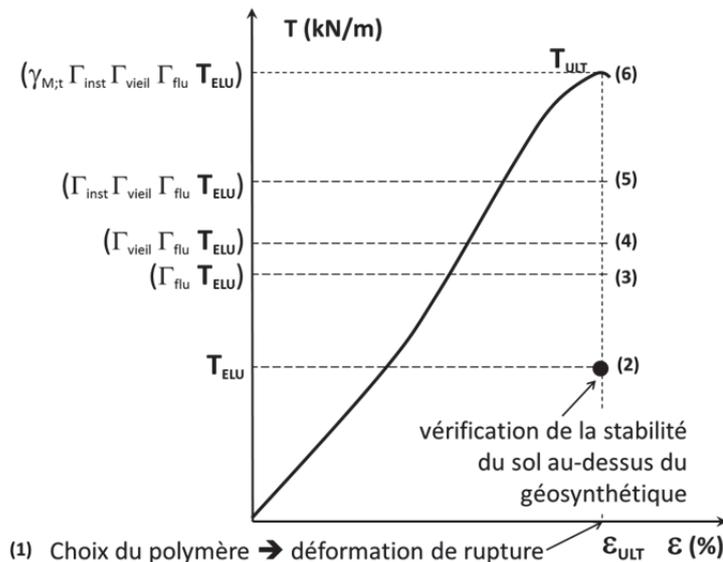


Figure 10. Différentes étapes (de 1 à 6) de la vérification à l'état limite ultime vis-à-vis de la rupture en traction du géosynthétique.

- Etats limites de service

Les vérifications aux états limites de service visent à s'assurer que les tassements en surface resteront admissibles après l'ouverture de la cavité. Les vérifications consistent à effectuer les mêmes calculs qu'aux états limites ultimes, mais en appliquant aux actions et matériaux des coefficients partiels égaux à 1, et en se fixant un « coefficient global » de sécurité qui est censé assurer que les tassements et les déplacements de l'ouvrage sont acceptables.

La vérification aux états limites de service doit faire l'objet d'une démarche particulière dans le cas des ouvrages sur cavité, dans la mesure où il convient d'intégrer l'influence du comportement dans le temps des géosynthétiques non seulement sur le calcul de stabilité, mais aussi sur le calcul des déformations.

Dans la pratique, il conviendrait de considérer le comportement de la structure dans le temps en intégrant les lois de comportement (fonction du temps) du sol, du géosynthétique et de l'interaction. Des exemples de modélisation ont été présentés dans le paragraphe 3. Pour les dimensionnements courants on utilise le plus souvent des approches analytiques simples. Celles-ci présentent l'inconvénient de ne pas permettre d'intégrer les interactions des différents comportements entre eux (fluage, vieillissement du géosynthétique, lois de contrainte-déformation du sol) au cours du temps. Elles se contentent souvent de superposer les différents effets de ces comportements.

Si l'on prend, cependant par souci de simplification, le cas des vérifications par une méthode analytique simple, la procédure de vérification peut être la suivante :

1. Calcul de la déformation maximum admissible du géosynthétique (ϵ_{adm}) en prenant en compte le tassement maximum admissible en surface ($d_{s,adm}$) qui garantit la poursuite du bon fonctionnement de l'ouvrage même après l'ouverture la cavité, la forme de la zone d'effondrement (θ), éventuellement le coefficient de foisonnement (C_e) et les données géométriques ;
2. Calcul de la contrainte verticale sur le géosynthétique en prenant en compte la forme de la zone d'effondrement (θ), le frottement latéral entre la zone d'effondrement et le remblai stable, les différentes surcharges comme le trafic ;
3. Calcul de la traction du géosynthétique ($T_{ELS,\epsilon_{adm}}$) à la déformation (ϵ_{adm}) permettant d'assurer la stabilité du sol au-dessus de la cavité pour cette déformation ;
4. Calcul de la résistance de traction ultime ($T_{ULT,\epsilon_{adm}}$), intégrant le comportement du géosynthétique dans le temps pour la durée de service de l'ouvrage (t_s) ;

Note : si le produit sélectionné possède une valeur de traction T à $\varepsilon = \varepsilon_{adm}$ très supérieure à la valeur ($T_{\varepsilon_{adm}}$) une itération est souvent nécessaire.

5. Calcul de la longueur d'ancrage ($L_{a,ELS}$) (voir fin de paragraphe).

Les calculs des points 1 à 3 sont indépendants du type de géosynthétique. Par contre, pour le point suivant (4), il convient d'intégrer l'influence du comportement du géosynthétique dans le temps sur sa déformation. Le tableau 10 montre les différents comportements impliqués dans le temps en fonction du phasage de mobilisation du géosynthétique présenté figure 2.

Tableau 10. Comportements du géosynthétique dans le temps

	Période	Endommagement lié à l'installation	Fluage	Vieillessement
Fin de la construction	I	oui	non	oui
Début ouverture cavité au TN	II	oui	non	oui
Réparation ou fin de la durée de service	III & IV	oui	oui	oui

On voit que l'endommagement lié au compactage a lieu dès l'installation. Il devra donc être pris en compte dans l'évaluation de la loi de comportement effort/déformation du géosynthétique. On pourra pour cela se reporter au paragraphe 4.1. Pour les géosynthétiques subissant des endommagements externes, ou en absence d'information sur le sujet, on pourra affecter le coefficient réducteur ($\Gamma_{instal,\varepsilon_{adm}}$) sur la loi effort/déformation du géosynthétique. Par contre, pour ceux ne subissant que des endommagements internes, on pourra considérer qu'au niveau de la déformation de l'état de service (très loin de la rupture du géosynthétique), la loi effort/déformation du géosynthétique n'est pas affectée par la mise en œuvre ($\Gamma_{instal,\varepsilon_{adm}} = 1$).

Le vieillissement se produit tout au long de la durée de service de l'ouvrage. Il devra donc aussi être pris en compte dans l'évaluation de la loi de comportement effort/déformation du géosynthétique. On pourra pour cela se reporter au paragraphe 4.1 et tenir compte des données sur l'incidence du vieillissement impliqué sur la raideur du géosynthétique. À défaut d'information sur le sujet, on pourra affecter la loi effort/déformation du géosynthétique du coefficient réducteur ($\Gamma_{vieil,\varepsilon_{adm}}$) du produit.

À la différence des deux paramètres précédents, le fluage ne se produit qu'à partir du début de l'ouverture de la cavité. Son influence sur la loi de comportement effort/déformation devra donc être prise en compte uniquement pour les périodes II & IV. Ceci amène à distinguer la durée de fluage (t_{flu}) de la durée de service (t_s). La prise en compte de l'incidence du fluage sur la loi de comportement effort/déformation du géosynthétique se fera en utilisant les courbes isochrones du produit, en affectant la loi effort/déformation du géosynthétique du coefficient réducteur ($\Gamma_{flu,\varepsilon_{adm}}$) du produit.

La vérification à l'état limite de service vis-à-vis de la rupture en traction du géosynthétique s'écrit à la déformation admissible (ε_{adm}) [9] :

$$T_{ELS,\varepsilon_{adm}} \leq T_{adm,\varepsilon_{adm}} \quad (9)$$

avec $T_{adm,\varepsilon_{adm}}$ la résistance admissible du géosynthétique (à la déformation admissible (ε_{adm})) qui peut être évaluée à partir de la courbe effort déformation à court terme mesurée suivant la norme NF EN ISO 10319 ($T_{ULT}, \varepsilon_{ULT}$) [10] :

$$T_{adm,\varepsilon_{adm}} \leq (1/\gamma_{géo}) T_{ULT,\varepsilon_{adm}} \quad (10)$$

avec $\gamma_{géo}$ le coefficient qui intègre le facteur partiel de la résistance en traction ($\gamma_{M,t}$) et les coefficients réducteurs qui permettent de prendre en compte le comportement dans le temps du géosynthétique [11] :

$$\gamma_{géo} = \gamma_{M,t} \cdot \Gamma_{flu,\varepsilon_{adm}} \cdot \Gamma_{vieil,\varepsilon_{adm}} \cdot \Gamma_{instal,\varepsilon_{adm}} \quad (11)$$

avec $\gamma_{M,t}$ le facteur partiel de la résistance en traction ($\gamma_{M,t} = 1$ à l'ELS).
 $\Gamma_{flu,\varepsilon_{adm}}$ le coefficient de réduction lié à la réduction de la résistance en traction lors du fluage pour la déformation admissible (ε_{adm}) sur la période (t_{flu}).
 $\Gamma_{vieil,\varepsilon_{adm}}$ le coefficient de réduction lié à la réduction de la résistance en traction au vieillissement pour la déformation admissible (ε_{adm}).

$\Gamma_{instal, \epsilon_{adm}}$ le coefficient de réduction lié à la réduction de la résistance en traction à l'endommagement des renforcements pour la déformation admissible (ϵ_{adm}).

La figure 11 présente le principe de la vérification à l'état limite de service vis-à-vis de la rupture en traction du géosynthétique.

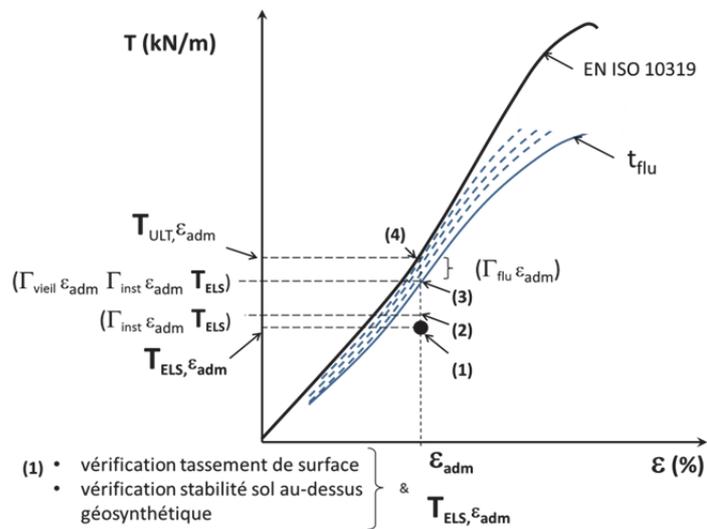


Figure 11. Différentes étapes (de 1 à 4) de la vérification à l'état limite de service vis-à-vis de la rupture en traction du géosynthétique ; à l'étape (3), l'utilisation de l'isochrone au temps (t_s) permet de remonter à la courbe effort déformation à court terme (EN ISO 10319).

On peut récapituler le principe général de justification des ouvrages comme indiqué sur la figure 12.

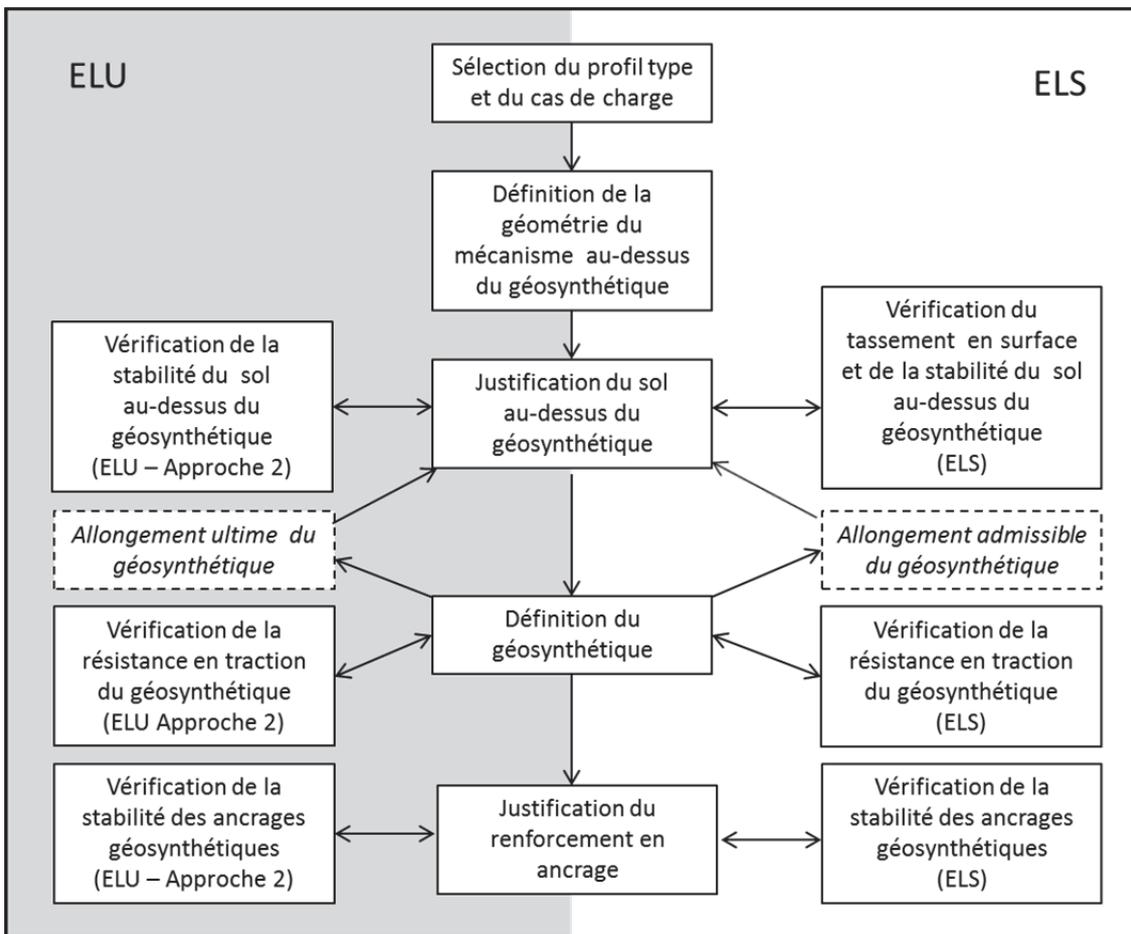


Figure 12. Principe général de la justification d'un ouvrage renforcé par géosynthétiques sur cavités : études aux états limites ultimes et de service d'un profil en travers représentatif.

- Vérification vis-à-vis des ancrages

La vérification aux *états limites ultime* et de *service* se fait de manière analogue à celles des autres ouvrages de renforcement. On vérifie que la résistance d'ancrage (R_a) affecté du coefficient partiel correspondant au type d'état limite est supérieure ou égale à la plus grande des valeurs de traction aux *états limites ultime* et de *service* :

$$\max (T_{ELS, \varepsilon_{adm}}, T_{ELU}) \leq (1/\gamma_{R;f}^{(*)}) \cdot R_a^{(**)} \quad (11)$$

(*) la valeur de $(\gamma_{R;f})$ est choisie en fonction de l'état limite considéré

(**) il est proposé d'appliquer le coefficient partiel sur la résistance globale d'ancrage (EBGEO, 2011)

La sécurité des ancrages doit être assurée de part et d'autre de la cavité. Cela nécessite en particulier de la vérifier pour les recouvrements longitudinal et latéral (par rapport au sens de production du géosynthétique). Cela suppose de prendre en compte le coefficient de frottement géosynthétique /géosynthétique pour l'une des faces, l'autre face étant au contact du sol du terrain naturel ou du remblai étant affecté du coefficient d'interaction correspondant. Par défaut EBGEO (2011) propose :

- pour le couvrement longitudinal, une valeur de frottement géosynthétique /géosynthétique $\tan \varphi'_{geo,geo} = 0,2$
- pour le recouvrement latéral, une largeur de recouvrement de $(2 \varepsilon D)$ avec un recouvrement minimal de 0,5 m.

4.3. Exemple d'application

Le tableau 11 présente les résultats du principe de dimensionnement pour l'exemple du paragraphe 3.

5. Conclusion et perspectives

Après le rappel des principaux mécanismes impliqués dans le renforcement par géosynthétiques de structures sur cavités, la démarche de conception de ces ouvrages a été présentée. Celle-ci intègre les principales méthodes de calcul existantes à ce jour et propose une approche pas à pas du dimensionnement de ces ouvrages intégrant le comportement dans le temps dans le contexte normatif des états limites.

On retiendra de l'exemple traité l'influence des différents paramètres :

- une forte incidence du diamètre de la cavité sur la résistance en traction et le tassement en surface ainsi que du coefficient de foisonnement sur le tassement en surface ;
- une relativement faible incidence du temps d'ouverture de la cavité sur ces deux paramètres.

Par contre la non prise en compte du comportement au glissement des ancrages dans l'évaluation des tassements n'est pas sécuritaire. A contrario, les paramètres d'interface ont, dans la gamme testée, une faible incidence sur les résultats.

D'autre part, il ressort des différentes vérifications vis-à-vis de la ruine et des déplacements, que les caractéristiques requises pour les produits optimisés pour chacune de ces vérifications ne sont pas nécessairement les mêmes. Ceci ouvre la possibilité à de nouvelles optimisations, voire de nouveaux développements de produits.

Des possibilités d'améliorations des méthodes de dimensionnement existent encore, tant en ce qui concerne la répartition des contraintes sur le géosynthétique que sur les mécanismes d'effondrement pour différents types de sols de remblai, en particulier cohérents.

6. Remerciements

Il convient de noter qu'une large partie de ce travail a été finalisé à l'occasion du projet FUI Geo-Inov (Conception de géosynthétiques hautes performances sous contraintes environnementales). Les partenaires impliqués dans la recherche sur le domaine des renforcements sur cavités sont Texinov, Egis Géotechnique, l'IFTH, le laboratoire 3SR et le Cnam-Géotechnique. Geo-Inov est co-labellisé par les pôles de compétitivité Techtera et Fibres dans le cadre du 10^e appel à projets de la DGCIS.

Tableau 11. Résultats du dimensionnement pour l'exemple type

	ELU	ELS
<u>Données complémentaires</u>		
polymère	polyester	polyester
durée de service	120 ans	120 ans ⁽¹⁾
déformation à l'effort maximum	ϵ_{ult} (10%)	-
tassement de surface	Γ_{instal} (1,50)	$d_s = 10$ cm
endommagement	Γ_{vieil} (1,20)	-
vieillessement	Γ_{flu} (1,67)	-
fluage		-
<i>poids volumique du remblai</i> γ_{GSup} γ_s	(1,35 * 20)	(1 * 20)
<i>trafic</i> γ_{QSup} q	(1,5 * 20)	(1 * 20)
déformation du géosynthétique		$\epsilon_{adm} = 3,6$ %
endommagement		$\Gamma_{instal, \epsilon_{adm}}$ (1,50) ⁽²⁾
vieillessement		$\Gamma_{vieil, \epsilon_{adm}}$ (1,20) ⁽³⁾
fluage		$\Gamma_{flu, \epsilon_{adm}}$ (1,14) ⁽⁴⁾
résistance à la traction	$T_{ELU} = 74$ kN/m	$T_{ELT, \epsilon_{adm}} = 71$ kN/m
facteur partiel résistance en traction	$\gamma_{M;t}$ (1,25)	$\gamma_{M;t}$ (1,00)
résistance à la traction (EN ISO 10319)	$T_{ULT} = 278$ kN/m	$T_{ULT, \epsilon_{adm}} = 146$ kN/m à $\epsilon_{adm} = 3,6$ %

⁽¹⁾ dans cet exemple, il n'est pas prévu de réparer l'ouvrage si la cavité remonte au niveau du terrain naturel ; dans le cas contraire il convient d'adapter le facteur $\Gamma_{flu, \epsilon_{adm}}$ en conséquence.

⁽²⁾ dans cet exemple le géosynthétique subit des endommagements externes lors de l'installation ; si le géosynthétique ne subit que des endommagements internes on pourra utiliser $\Gamma_{instal, \epsilon_{adm}} = 1,00$ (figure 9).

⁽³⁾ dans cet exemple, les sols au contact du géosynthétique ont un pH neutre pour une classe de durée d'utilisation de 5 (120 ans). On pourrait, en disposant des éléments justificatifs correspondants, utiliser $\Gamma_{vieil, \epsilon_{adm}} = 1,00$ (paragraphe 4.2). Faute de ces éléments, on considèrera cependant ici une valeur $\Gamma_{vieil, \epsilon_{adm}}$ de 1,20.

⁽⁴⁾ $\Gamma_{flu, \epsilon_{adm}}$ est calculé à partir des courbes isochrones du produit considéré pour ϵ_{adm} calculée (3,6 %) (figure 14).

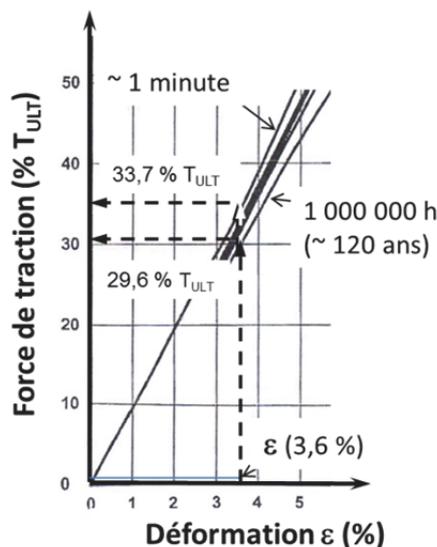


Figure 14. Détermination de $\Gamma_{flu, \epsilon_{adm}}$ à partir des courbes isochrones ; pour la déformation ϵ_{adm} calculée (3,6 %), $T_{ULT, 1min} = 33,7$ % T_{ULTmax} et $T_{ULT, 120ans} = 29,6$ % T_{ULTmax} , soit $\Gamma_{flu, \epsilon_{adm}} = 33,7/29,6 = 1,14$.

7. Références bibliographiques

- Al Heib (2001). Programme EAT-DRS-02, Base de données de l'Inspection Générale des Carrières, Analyse des conséquences des mouvements sur les structures de surface, rapport Ineris-DRS-01-25315/RN02, 30 pages.
- Auray G., Garcin P., Vapper V. (2010). Construction of a motorway section on potential sinkholes: reinforcement with an original very high tensile strength geogrid. 9th International Conference on Geosynthetics, 23 – 27 May 2010, Guarujá, Brasil.
- Blivet J.C., Khay M., Gourc J.P., Giraud H. (2001). Design considerations of geosynthetic for reinforced embankments subjected to localised subsidence. Proc. Geosynthetics'2001 Conference, February 12-14, Portland, Oregon, USA, pp. 741-754.
- Briançon L., Villard P. (2006). Dimensionnement des renforcements géosynthétiques de plateformes sur cavités. *Revue Française de Géotechnique*, N° 117, 4^{ème} trimestre 2006, pp. 51-61.
- Briançon L., Villard P. (2008). Design of geosynthetic-reinforced platforms spanning localized sinkholes, *Geotextiles and Geomembranes* 26, pp. 416-428.
- British Standard Institute, BS 8006, Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills, 250 pages.
- Caudron M. (2007). Étude expérimentale et numérique de l'interaction sol-structure lors de l'occurrence d'un fontis. Thèse de doctorat, 28 mars, Insa Lyon, 335 pages.
- Delannoy M.A. (2005). La gestion du risque carrières en région parisienne : les missions de l'inspection générale des carrières. Actes des journées scientifiques du LCPC : Évaluation et gestion des risques liés aux carrières souterraines abandonnées, Paris, 2005. 303 pages.
- EBGEO (2011). Recommandations for Design and Analysis of Earth Structures using Geosynthetic Reinforcements (EBGEO). German Geotechnical Society, 265 pages.
- Elias V., Salman A., Goulias D. (1998). The Effect of pH, Resin Properties, and Manufacturing Process on Laboratory Degradation of Polyester Geosynthetics. *Geosynthetics International*, Volume 5, Issue 5, pp. 460-490.
- EN ISO 13431, Géotextiles et produits apparentés - Détermination du comportement au fluage en traction et de la rupture en fluage en traction.
- Giroud J.P., Bonaparte R., Beech J.F., Gross B.A. (1990). Design layer – geosynthetic systems overlying voids, *Geotextiles and Geomembranes*, vol. 9, n°1, pp. 11-50.
- Gourc J.P., Villard P., Giraud H., Blivet J.C., Khay M., Imbert B., Morbois A., Delmas Ph. (1999). Expérience en vraie grandeur d'effondrements localisés sous remblais ferroviaires et routiers. Comptes Rendus du XII^{ème} Congrès Européen de Mécanique des Sols et de la Géotechnique "La Géotechnique dans les Infrastructures de transport", Amsterdam, les Pays-Bas, Juin 1999.
- Huckert A., Briançon L., Villard P., Garcin P., Delmas P., Auray G. (2013). Mécanismes de transfert de charges dans les remblais sur cavités renforcés par géotextiles : approches expérimentales et numériques. Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 2 au 6 septembre 2013, Paris, France.
- Huckert A. (2014). Approches expérimentale et numérique du dimensionnement de renforcements géosynthétiques sur cavités et inclusions rigides. Thèse de doctorat, 26 mai 2014, Université de Grenoble Alpes, 224 pages.
- Huckert A., Garcin P., Villard P., Briançon L., Auray G. (2014). Experimental and numerical approaches of the design of geotextile reinforced embankments prone to sinkholes. 10th International Conference on Geosynthetics, 21 to 25 september 2014, Berlin, Germany.
- Huckert A., Villard P., Briançon L., Auray G. (2015). Approche expérimentale du dimensionnement d'une couche de sol traité renforcée par géosynthétique sur cavités potentielles. CR 10^{ème} Rencontres géosynthétiques, (à paraître).
- Jaffrot S., Garcin P., Nancey A. (2009). RN174 renforcement par géosynthétiques sur cavités. Actes Rencontres Géosynthétiques 2009, pp. 95-101.
- Lawson C.R., Yee T.W. (2011). Serviceability Limits for Basal Reinforced Embankments Spanning Voids. Proc. Geo-Frontiers 2011, pp. 3276-3285.
- LCPC-INERIS (2002). Évaluation des aléas liés aux cavités souterraines. Paris, Presse du LCPC, 130 pages.
- Müller-Rochholz J. (2003). Modellvarianten zur Simulation von Einbaubeschädigungen. tBu Newsletter 11, Greven, 2 pages.
- Nait-Ali L.K., Freitag N. (2014). Hydrolysis assessment methodology for polyester yarns used in soil reinforcements. Part 1 : chemical model. Comptes Rendus du X^{ème} Congrès international des géosynthétiques, Berlin.

- Nait-Ali L.K., Thomas R., Freitag N. (2014). Polyvinyl alcohol physical behaviour and chemical durability. Comptes Rendus du X^{ème} Congrès international des géosynthétiques, Berlin.
- Nancey A., Exbrayat L. (2012). High-strength geotextile used to reinforced embankments spanning voids above the high-speed railway line near Sarrebourg (F). Proceedings 5th European Geosynthetics Congress Valencia, pp. 122-126.
- NF EN 1990, Eurocode 0 – Bases de calcul des structures (indice de classement : P 06-100-1) avec son Annexe nationale (NF P 06-100-2) et son amendement NF EN 1990/A1 (indice de classement : P 06-100-1/A1) avec son Annexe nationale NF EN 1990/A1/NA (indice de classement : P 06-100-1/A1/NA).
- NF EN 1997-1 Eurocode 7 – Calcul géotechnique – Partie 1 : Règles générales (indice de classement : P 94-251-1) avec son Annexe nationale NF EN 1997-1/NA (indice de classement : P 94-251-1/NA).
- NF EN ISO 10319, Août 2008, Géosynthétiques - Essai de traction des bandes larges.
- NFXP38064, Utilisation des Géotextiles et produits apparentés, murs inclinés et talus raidis en sols renforcés par nappes de géosynthétiques, justification du dimensionnement et éléments de conception.
- Parry H.J. (1983). Coping with Fife's mining industrial heritage. Municipal Engineer, N° 110, pp. 231-240.
- Schwerdt S., Bromen J. (2014). Development and application of a new design method for geosynthetic reinforcements to protect embankments in areas prone to subsidence. 10th International Conference on Geosynthetics, 21 to 25 september 2014, Berlin, Germany.
- Terzaghi K. (1943). Theoretical soil mechanics, John Wiley & Sons, New York.
- Villard P., Gourc J.P., Blivet J.C. (2002). Prévention des risques d'effondrement de surface liés à la présence de cavités souterraines : une solution de renforcement par géosynthétique des remblais routiers et ferroviaires. Revue Française de Géotechnique, 99, pp. 23-34.