

See discussions, stats, and author profiles for this publication at: <https://www.researchgate.net/publication/278816468>

Prévention et stabilisation des glissements de terrain : Conception, mise en oeuvre et maintenance des dispositifs : Guide technique

Article · December 2010

CITATIONS

0

READS

2,336

7 authors, including:



Jean-Pierre Magnan

Université Gustave Eiffel

108 PUBLICATIONS 542 CITATIONS

SEE PROFILE



Philippe Reiffsteck

Université Gustave Eiffel

168 PUBLICATIONS 549 CITATIONS

SEE PROFILE

Some of the authors of this publication are also working on these related projects:



Soil behavior under earthquake loading conditions [View project](#)



Evaluation of preconsolidation stress from laboratory and in-situ strength parameters [View project](#)

COLLECTION ENVIRONNEMENT
Les risques naturels



Guide technique

**Prévention et stabilisation
des glissements de terrain**

**Conception, mise en œuvre
et maintenance des dispositifs**

Prévention et stabilisation des glissements de terrain

Conception, mise en œuvre
et maintenance des dispositifs

Décembre 2010



Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
58, bd Lefebvre, F 75732 Paris Cedex 15

Ce document a été réalisé avec le soutien du Ministère de l'Écologie, du Développement durable, des Transports et du Logement – Direction Générale de la Prévention des Risques (DGPR), et élaboré par :

- Jean-Louis DURVILLE
CETE de Lyon, actuellement Chargé de mission au Conseil Général de l'Écologie et du Développement Durable (CGEDD)
- Jean-Pierre MAGNAN
Chef du département Géotechnique, Eau et Risques au LCPC
- Jean-Claude BLIVET
Ancien Responsable de la section Géotechnique au LR de Rouen
- Pierre POUGET
Ancien Responsable de la section Géologie-Tracés au LR de Clermont-Ferrand
- Christian CHAPEAU
Ancien Responsable du groupe Géotechnique au LR de Lyon
- Gilles SEVE
Ancien Responsable de la section Géotechnique au LR de Nice
- Philippe REIFFSTECK
Directeur de recherche au LCPC, département Géotechnique, Eau et Risques

Remerciements

Ont contribué à la rédaction et à la relecture du guide :

- Jean-Claude AURIOL (LCPC)
- Véronique BERCHE (LR St Quentin)
- Bernard BESCOND (LR Aix-en-Provence)
- Yasmina BOUSSAFIR (LCPC)
- Daniel BRICOUT (LR St Quentin)
- Jean-Pierre REQUILLART (RTM Isère)
- Freddy REY (CEMAGREF)
- René STOCK (LR Nancy)

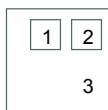
Pour commander cet ouvrage :

**Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
DISTC – Diffusion des éditions**

58, boulevard Lefebvre
F-75732 PARIS CEDEX 15
Téléphone : 01 40 43 50 20
Télécopie : 01 40 43 54 95
Internet : <http://www.lcpc.fr>

Prix : 40€ HT

En couverture :



1. *Masque drainant sur la RD.991 (Département de l'Ain).*
2. *Mur de soutènement cloué (Lorraine).*
3. *Glissement de talus au Brésil.*



Ce document est propriété du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées et ne peut être reproduit, même partiellement, sans l'autorisation de son directeur général (ou de ses représentants autorisés).

Sommaire

AVANT-PROPOS.....	5
INTRODUCTION	7
1. Les glissements de terrain	7
2. La stabilité et l'instabilité des pentes	8
3. Les études et les missions géotechniques.....	10
4. Les travaux de confortement.....	12
5. La prévention des glissements de terrain.....	13
6. Le suivi de la stabilisation des glissements de terrain.....	17
7. Bibliographie générale.....	19
Plan-type d'une fiche	23
Fascicule 1 TERRASSEMENTS	25
T1 CHARGEMENT DE PIED ET BUTÉE DE PIED	27
T2 MASSIF DE SOUTÈNEMENT SOUPLE	35
T3 DÉCHARGEMENT EN TÊTE	43
T4 SUBSTITUTION ET MASQUE	49
Fascicule 2 PROTECTIONS DE SURFACE.....	57
S1 PROTECTION DE SURFACE PAR VÉGÉTALISATION.....	61
Fascicule 3 DRAINAGES	71
1. Objectifs	71
2. Principe	71
3. Nécessité d'une étude hydrogéologique	72
4. Recommandations générales : le dossier d'ouvrage	73
5. Impact sur l'environnement	73
D1 TRANCHÉES DRAINANTES ET ÉPERONS DRAINANTS	75
D2 PUIITS DRAINANTS ET GALERIES DRAINANTES	91
D3 DRAINS SUBHORIZONTAUX.....	101
D4 ASSAINISSEMENT DE SURFACE	109
Fascicule 4 RENFORCEMENTS.....	115
R1 CLOUAGE SOUPLE	117
R2 CLOUAGE RIGIDE, PIEUX.....	127
R3 TIRANTS D'ANCRAGE	135
R4 SOUTÈNEMENTS RIGIDES.....	143
Fascicule 5 TECHNIQUES PASSIVES	149
P1 ISOLATION DES OUVRAGES PAR RAPPORT À LA PENTE EN MOUVEMENT.....	151
P2 ADAPTATION DE LA CONSTRUCTION AUX MOUVEMENTS DU SOL	157

AVANT-PROPOS

Ce guide technique fait suite au guide technique « Stabilisation des glissements de terrain », édité par le LCPC en 1998, qui présentait les différents dispositifs utilisés pour stabiliser les pentes et s'adressait principalement aux ingénieurs géotechniciens des bureaux d'études et aux maîtres d'œuvre.

Le présent document, consacré également aux glissements de terrain, met l'accent sur certains aspects relatifs à la **qualité** des dispositifs de prévention ou de stabilisation :

- contrôle et réception des travaux ;
- suivi de l'efficacité du traitement ;
- pathologie, pérennité et maintenance des dispositifs.

On peut mentionner ici que la maintenance des ouvrages de stabilisation, voire des pentes elles-mêmes, fait l'objet d'une grande attention dans certains pays où de nombreux glissements de terrain se produisent : à Hongkong, par exemple, un guide technique spécifique a été édité sur ce sujet.

Il apparaît en effet que les dispositifs de stabilisation - drains, parois clouées, etc. - sont trop souvent négligés par leur propriétaire, alors qu'ils doivent être considérés comme des ouvrages à part entière, avec le même souci de qualité et de suivi qu'un ouvrage d'art, par exemple. Ceci est d'autant plus important que la responsabilité des différents intervenants du génie civil est de plus en plus souvent engagée en cas d'accident impliquant des ouvrages publics ou des biens privés, et *a fortiori* des personnes.

C'est donc à la fois aux maîtres d'ouvrage, aux maîtres d'œuvre, aux bureaux d'études et aux entreprises que s'adresse ce guide technique, c'est-à-dire à tous les acteurs qui concourent à la garantie de sécurité apportée par un dispositif de confortement de pente instable.

Ce guide s'articule en deux parties :

- la première partie rappelle les principales caractéristiques des glissements de terrain, la teneur des études géologiques et géotechniques qui s'y rapportent et quelques considérations générales sur les techniques de prévention et de stabilisation ;
- la deuxième partie comprend quinze fiches correspondant à quinze types de dispositifs ; pour faciliter leur utilisation, ces fiches ont été conçues de façon à être autonomes, même si de nombreux renvois au document de 1998, toujours en vigueur, sont effectués.

INTRODUCTION

1. Les glissements de terrain

On désigne sous le terme de mouvements de terrain un ensemble de phénomènes de déformation ou d'instabilité affectant les versants (glissements, éboulements, chutes de pierres, coulées de débris ou laves torrentielles, y...) ou les sites possédant des cavités dans leur sous-sol (effondrements, affaissements).

Parmi ceux-ci, les **glissements de terrain**, auxquels ce guide est consacré, sont des mouvements affectant un versant constitué de terrains meubles (le plus souvent des sols à fraction argileuse importante) ou de terrains rocheux fracturés et altérés ; ces mouvements sont caractérisés par l'existence d'une surface de rupture bien définie (ou parfois plusieurs surfaces), le long de laquelle se produit le glissement ; le guide s'applique cependant aussi aux déformations des sols sans surface de rupture nette, appelées fluage ou reptation.

Suivant la forme de la surface de rupture, on distingue schématiquement les glissements plans, les glissements circulaires et les glissements composites, pour lesquels plusieurs surfaces de rupture, de forme complexe, peuvent être actives. La forme des surfaces de rupture est liée à la stratigraphie et à la structure interne du massif de sol.



Figure 1. Glissement de La Clapière (Alpes-Maritimes) ;
largeur : 800 mètres

Les dimensions des glissements sont très variables (figures 1 et 2) : de la rupture de talus de déblai impliquant quelques dizaines de mètres cubes aux mouvements de versant de grande ampleur (plusieurs millions, voire plusieurs dizaines de millions de mètres cubes).



Figure 2. Glissement de talus (Brésil)

Les vitesses des glissements vont de quelques millimètres par an (dans le cas des mouvements de fluage) jusqu'à quelques mètres par jour ou par heure dans les phases les plus rapides du phénomène. Dans certains cas, lors de la phase paroxysmique, le mouvement est assez brutal et peut alors causer des victimes (exemple du glissement de La Salle-en-Beaumont, Isère, 1994).

2. La stabilité et l'instabilité des pentes

La susceptibilité d'un versant aux glissements dépend de nombreux facteurs, que l'on peut ranger dans plusieurs familles :

- la géométrie (morphologie, profils) du versant,
- les conditions géologiques, la répartition des différentes couches, la présence d'accidents...
- les paramètres géotechniques des différents terrains,
- les conditions hydrogéologiques.

L'histoire d'un glissement comprend schématiquement trois phases : déformation avant rupture (fluage), rupture, stabilisation. Toutefois, si la stabilisation n'est que provisoire, le scénario devient : déformation avant rupture (fluage), rupture, pseudo-stabilisation, réactivation, nouvelle période de stabilisation, etc.

La rupture proprement dite, marquée par des déplacements importants et des dommages aux ouvrages touchés, est toujours liée à un ou plusieurs facteur(s) déclenchant(s), tels que :

- la modification du régime hydraulique, due à une cause naturelle (précipitation ou fonte des neiges exceptionnelle) ou artificielle (fuite de canalisation, par exemple),
- l'érosion de pied (côte marine, berge de rivière),
- des travaux de terrassement (chargement en tête de glissement, déblaiement en pied),
- un séisme, des vibrations artificielles.

Évaluer la stabilité

La stabilité est évaluée par des calculs d'équilibre limite, dans lesquels on compare les efforts moteurs et les efforts résistants sur un bloc limité par une surface de glissement (figure 3). Les efforts moteurs sont créés par la pesanteur (poids du terrain et des constructions extérieures éventuelles W) tandis que les efforts résistants proviennent de la réaction du sol sur la surface de glissement (effort normal et effort tangentiel). Certains efforts, comme l'action d'un tirant (Φ), peuvent modifier à la fois les forces motrices et les résistances.

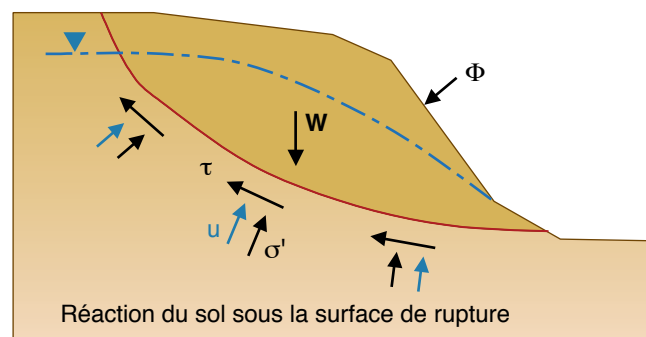


Figure 3. Schéma de calcul type pour la stabilité d'un talus

Les forces extérieures appliquées au bloc de sol qui glisse sont équilibrées par la réaction normale sur la surface de rupture (contrainte totale σ , somme de la pression interstitielle u et de la contrainte normale effective σ') et par la mobilisation du frottement sur la surface de glissement (contrainte tangentielle τ).

À l'équilibre limite, la contrainte tangentielle τ est partout égale à sa valeur limite τ_f qui est donnée par l'expression :

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \varphi'$$

avec : c' : cohésion effective du sol,

φ' : angle de frottement interne du sol.

Dans certaines configurations, la valeur limite de la contrainte tangentielle dans le sol peut être représentée par une résistance non drainée mais ce n'est habituellement pas le cas pour la stabilité des pentes.

Le niveau de stabilité du bloc délimité par la surface de glissement est décrit par le rapport de la force tangentielle qui assure l'équilibre (somme des contraintes tangentielles τ sur la surface de rupture Σ) à la force tangentielle maximale autorisée par le frottement interne du sol (somme des contraintes tangentielles maximales τ_f sur la même surface de rupture Σ). Le rapport F , appelé « coefficient de sécurité », est égal à :

$$F = \frac{\text{effort résistant}}{\text{effort moteur}} = \frac{\int_{\Sigma} \tau_f}{\int_{\Sigma} \tau}$$

Quand un glissement s'est déjà déclaré, la surface de rupture est connue (mais pas toujours de façon précise) et l'on fait des calculs sur le bloc qui a glissé en admettant que son coefficient de sécurité est proche de 1. Cela permet de caler les valeurs des paramètres de résistance que l'on utilisera pour la suite de l'étude.

Si la rupture n'est pas encore déclarée, on effectue une série de calculs sur les surfaces de rupture potentielle que l'on estime possibles et l'on retient la surface la plus défavorable pour évaluer le coefficient de sécurité actuel et dimensionner les confortements.

La cohésion effective c' et l'angle de frottement interne φ' sont des caractéristiques du sol (ou de chaque sol) présent sur le site. La seule action possible pour les modifier est une substitution, partielle ou totale, du sol en place par un matériau de meilleure qualité. Il convient par ailleurs de noter que la résistance au cisaillement de nombreux sols est dégradée sur les surfaces de glissement et est sensiblement plus faible que celle du reste du massif. Ces caractéristiques résiduelles doivent être utilisées pour les études de stabilité quand d'anciens glissements sont réactivés.

Les paramètres de résistance mécanique des sols peuvent être déterminés :

- par des essais de laboratoire,
- par corrélation avec des caractéristiques d'identification des sols (composition, nature et état), à défaut d'autres données,
- par analyse à rebours de la rupture si celle-ci a eu lieu (ou sur d'autres glissements dans des sites analogues du voisinage).

La contrainte normale totale σ correspond au « poids des terres » W au-dessus de la surface de glissement et aux éventuelles actions extérieures Φ (exercées par un tirant, une construction, etc.). Si la géométrie n'est pas modifiée par des actions de remodelage de la pente, cette contrainte normale totale σ reste constante (ou quasiment constante dans le cas d'une désaturation du sol).

Les variations de la pression interstitielle u , qui peuvent résulter de variations naturelles ou provoquées du régime hydraulique, modifient la valeur des contraintes effectives $\sigma' = \sigma - u$ et donc la résistance mobilisable sur la surface de glissement. La diminution de la pression interstitielle par drainage augmente directement la résistance au cisaillement τ_f .

Maîtriser la stabilité

Modifier les pressions interstitielles dans la pente est donc l'un des moyens d'action sur la stabilité d'une pente instable : le drainage augmente la résistance au glissement. De façon plus générale, on peut agir de trois façons sur la stabilité d'une pente (figure 4) :

- diminuer l'action qui provoque le glissement en réduisant le poids du bloc (volume plus faible ou utilisation de matériaux allégés) ;
- augmenter la résistance sur la surface de glissement (augmenter les propriétés de résistance du sol c' et φ' en remplaçant le sol initial par un meilleur matériau, diminuer la pression interstitielle u par drainage ou augmenter la contrainte normale σ par un chargement adapté en pied ou sur la surface par des tirants),
- rajouter des éléments résistants dans la pente, en bas (butée de pied en remblai ou par soutènement) ou sur la pente (pieux, palplanches).

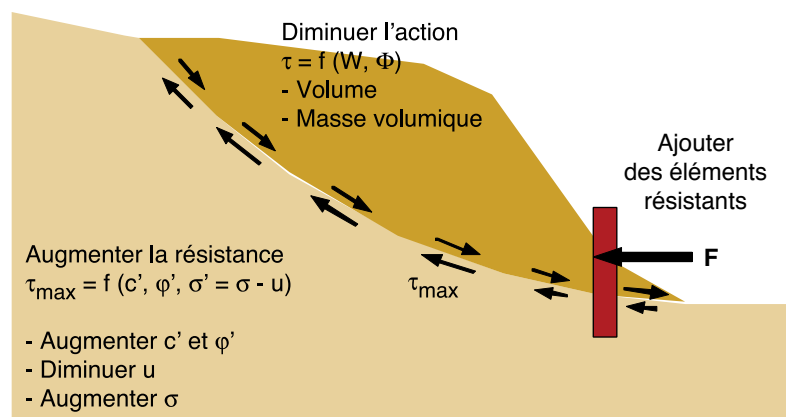


Figure 4. Principes de stabilisation d'une pente (rendre la résistance supérieure à l'action motrice)

3. Les études et les missions géotechniques

Avant que soient définies les mesures préventives ou correctives, une zone de stabilité douteuse ou instable fait l'objet d'investigations dont le but est de :

- déterminer la géométrie des masses en mouvement ou susceptibles de l'être, en précisant la répartition des différentes couches géologiques,
- évaluer la vitesse des mouvements actuels, dans le cas de glissements actifs,
- évaluer les caractéristiques d'identification et estimer les paramètres mécaniques des sols,
- savoir où est l'eau, d'où elle vient et comment se répartissent les pressions interstitielles aux différentes saisons,
- évaluer la stabilité du site,
- évaluer le coût de la solution de réparation.

En dehors de situations d'urgence, qui peuvent contraindre à prendre des décisions de protection immédiates dans le cadre (ou non) d'une mission d'expertise (type G5 au sens de la norme NF P 94-500), l'étude d'un glissement et des solutions préventives ou curatives se décompose classiquement en trois phases, permettant d'approcher progressivement les solutions de confortement à mettre en œuvre et leur coût :

- l'étude géologique (étude de niveau 0),
- l'étude géotechnique de stabilité (étude de niveau 1),
- l'étude de définition des confortements (étude de niveau 2).

Dans l'idéal, ces trois phases sont réalisées à la suite l'une de l'autre.

Pour passer une commande d'étude selon l'un de ces trois niveaux, le maître d'œuvre ou le maître d'ouvrage peut faire référence à la norme d'étude NF P94-500 (2006) fixant les objectifs d'étude selon le niveau recherché. Cette norme précise à la fois les documents attendus du client pour passer une commande, et ceux attendus du bureau d'étude pour achever la prestation.

Pour la gestion du domaine routier de l'État, c'est la circulaire du 7 janvier 2008 du Ministère en charge de l'Aménagement du Territoire, qu'il convient d'appliquer en ce qui concerne la terminologie du phasage d'étude.

Les **outils de reconnaissance** des zones instables sont à mettre en œuvre progressivement, des plus simples aux plus sophistiqués ; ils sont choisis en fonction de leur degré d'adaptation au problème posé. On peut citer :

- le levé géologique du site et de son voisinage ;
- la photo-interprétation (photos aériennes prises à différentes dates, notamment) ;
- le dépouillement de documents divers : archives, dossiers d'études antérieures, etc., pour rechercher des témoignages d'instabilités survenues dans le passé ;
- les sondages mécaniques ;
- la piézométrie (cette étude prend du temps, pour pouvoir observer les fluctuations saisonnières de la nappe) ;
- les méthodes géophysiques, sismiques ou électriques ; les diagraphies en sondage ;
- les essais mécaniques en place ;
- les essais de laboratoire ;
- les mesures de mouvement : inclinomètres, nivelles, extensomètres, etc.

Un levé topographique précis de toute la zone en mouvement est une donnée d'entrée nécessaire pour réaliser les reconnaissances (implantation des essais et des sondages, établissement de profils longitudinaux et transversaux) et conclure la prestation d'étude (plans, implantation des dispositifs de stabilisation, profils en travers, cubatures...).

L'étude géologique

Elle a pour but de déterminer :

- la structure géologique du site et ses particularités : description et répartition des différents terrains, des principales discontinuités (stratification, failles...) ; présentation d'une (ou plusieurs) coupe(s) géologique(s) ;
- l'hydrogéologie : position des nappes présentes, type d'alimentation, ordre de grandeur des perméabilités, etc ;
- les évolutions géomorphologiques : indices de mouvements anciens ou actuels en particulier.

Remarque : On a toujours intérêt à élargir le champ d'observation :

- dans l'espace : au voisinage immédiat du site (possibilités de régression du mouvement, d'existence d'un mouvement ancien englobant le site, etc.) et dans la région (observation d'instabilités dans des sites analogues) ;
- dans le temps : recherche de documents d'archives révélant des épisodes de mouvement dans le passé, enquête auprès des divers services, etc.

Selon la norme NF P 94-500 (décembre 2006), cette étude relève des missions d'ingénierie géotechnique d'étape 1, correspondant aux études géotechniques préalables, avec une mission G11 (étude géotechnique préliminaire de site) ; cette mission G11 peut s'appuyer sur des investigations géotechniques (exécution de sondages, essais et mesures géotechniques) définies dans le cadre de la mission.

L'étude géotechnique de stabilité

Elle a comme objectifs :

- de construire un modèle géotechnique du site, caractérisé par une (ou plusieurs) coupe(s) géotechnique(s) faisant apparaître la géométrie du corps en mouvement (si le glissement est déclaré), les caractéristiques mécaniques des terrains et la répartition des pressions interstitielles ;
- d'élaborer des hypothèses de rupture à partir desquelles sont effectués des calculs de stabilité : expliquer la rupture, dans le cas d'un glissement déclaré ; porter un diagnostic sur l'état de stabilité du site, actuel et futur ;
- de faire une première analyse de la faisabilité et de l'efficacité des différentes solutions envisageables par des calculs de stabilité sommaires.

Cette étude relève des missions d'ingénierie géotechnique d'étape 1, avec une mission G12 (étude géotechnique d'avant-projet) de la norme NF P 94-500. Elle inclut obligatoirement des prestations d'investigations géotechniques (exécution de sondages, essais et mesures géotechniques).

L'étude de définition des confortements

Elle consiste à choisir le type et l'implantation des solutions de confortement ou de stabilisation, et à les dimensionner (section 5).

Elle correspond à l'étape 2 de la norme NF P 94-500 et à la mission G2 (étude de projet géotechnique) ; elle a pour objectif de définir les confortements et les méthodes d'exécution, et de préparer le dossier de consultation des entreprises ; cette mission s'appuie si nécessaire sur des investigations géotechniques complémentaires (étude et suivi géotechniques d'exécution, résultats des mesures sur appareillages, tels que piézomètres et inclinomètres, mis en place lors de la mission précédente).

4. Les travaux de confortement

Une fois qu'une solution a été validée et retenue pour exécution, l'entreprise retenue pour les travaux exécute les travaux nécessaires conformément au dossier de consultation. Il est fortement recommandé de faire appel à un prestataire qualifié pour une mission de contrôle extérieur et d'assistance technique au maître d'œuvre ou au maître d'ouvrage.

Les missions géotechniques relatives à l'étude d'exécution des ouvrages de confortement dues par l'entreprise dans le cadre de son marché correspondent à l'étape 3 des missions

d'ingénierie géotechnique. La mise au point du projet d'exécution par l'entreprise et le suivi des travaux correspondent à la mission G3 (étude et suivi géotechnique d'exécution) au sens de la norme NF P 94-500.

Le contrôle extérieur des travaux correspond à la mission G4 de supervision géotechnique d'exécution de la norme NF P 94-500. Cette mission a pour but de vérifier la conformité des ouvrages aux objectifs fixés en fonction des observations géotechniques et du comportement des avoisinants. Le suivi du chantier permet d'adapter les solutions projetées aux problèmes rencontrés (venues d'eau, anomalies lithologiques, etc.).

L'assurance qualité dans les travaux de confortement

La maîtrise de la qualité dans les travaux de terrassement ou de génie civil est une condition majeure pour aboutir à un ouvrage conforme à la qualité d'usage attendue par le maître d'ouvrage ou le gestionnaire de l'ouvrage (stabilité dans le temps, sécurité du site...). En l'absence de documents spécifiques aux travaux de génie civil, on pourra faire référence au guide « Organisation de l'Assurance Qualité dans les travaux de terrassement » qui propose une méthode de gestion de l'assurance qualité applicable également aux ouvrages de stabilisation des mouvements de terrain faisant l'objet de ce guide.

Dans le cas de l'application d'un marché, précédé par des études et la rédaction de pièces techniques (CCTP, DE, BPU, SOPAQ, SOGED¹), les points essentiels de la méthode reposent sur la formalisation de points d'arrêt, la vérification et le contrôle des procédures d'exécution, la réalisation de planches de convenance, la validation des fiches produits, tout ceci dans le cadre de l'application d'un Plan d'Assurance de la Qualité (PAQ).

La survenue brutale d'un mouvement de terrain et la situation d'urgence peuvent néanmoins conduire à gérer un chantier sans pouvoir appliquer la méthode proposée. Dans ce cas, la démarche se résumera à vérifier les points clés essentiels pour assurer la sécurité du site et sa reprise ultérieure. Ainsi, la nature des matériaux mis en œuvre (fiches produits du fournisseur) ainsi que les documents permettant de décrire les travaux réalisés (plan, volumes mis en œuvre, destination des déblais) seront collectés en fin de travaux et remis au gestionnaire du site. Toute information sur le site sera également utilement capitalisée par écrit, comme la localisation de venues d'eau, la nature des matériaux déblayés, la présence de drains anciens, le dysfonctionnement de dispositifs existants, etc.

5. La prévention des glissements de terrain

Les solutions possibles

De façon générale, face à un problème d'instabilité, plusieurs stratégies sont possibles :

➤ éviter la zone instable :

→ cas d'un ouvrage existant : évacuation d'une habitation², déviation d'un itinéraire routier comme par exemple à La Clapière dans les Alpes-Maritimes (figure 1), où deux déviations successives ont été réalisées pour échapper à l'avancée du pied du glissement ; la mesure peut être temporaire, liée à une crise passagère, avant travaux de stabilisation, ou au contraire définitive ;

1 CCTP = Cahier des Clauses Techniques Particulières, DE = Détail Estimatif, BPU = Bordereau des Prix Unitaires, SOPAQ = Schéma Organisationnel de l'Assurance de la Qualité, SOGED = Schéma Organisationnel de Gestion et d'Élimination des Déchets

2 Notamment en application du code des collectivités locales (pouvoir de police du maire en cas de « danger grave et imminent ») ou de la loi du 2 février 1995 (expropriation pour risques majeurs).

→ cas d'un projet : rechercher un emplacement plus favorable pour la construction ; dans le cas d'une voie de communication, trouver un itinéraire dans une zone plus stable ou franchir la zone instable en viaduc (exemple du viaduc des Fourneaux sur la route d'accès au tunnel du Fréjus en Savoie, long de 300 m, franchissant un glissement provoqué par les premiers terrassements) ;

- **avertir les usagers**, automobilistes ou promeneurs, par un panneau de danger, incitant à ne pas séjourner dans la zone à risque ;
- **conforter la zone instable** : application de techniques de type *actif*, qui ralentissent le mouvement, le stoppent ou empêchent le phénomène de se développer ; il ne faut pas négliger, sur ce dernier point, la bonne gestion de l'espace rural (agricole et forestier) et l'entretien à titre préventif des canalisations, des anciens réseaux de drainage, des fossés et des exutoires des eaux de surface de façon à éviter l'alimentation incontrôlée d'une zone de glissement potentiel ;
- **faire en sorte que l'ouvrage ne soit pas endommagé par le glissement** : application de techniques de type *passif* telles que l'isolation des puits de fondation, les appuis glissants, la fondation sur radier rigide, la conception d'un ouvrage déformable, etc. ;
- **supprimer le problème**, par une purge des matériaux glissés ou susceptibles de glisser. Cette solution est réservée à des sites où le volume de ces matériaux est limité, par exemple dans le cas d'une poche argileuse que l'on vient curer jusqu'au substratum ; on peut citer à nouveau la route d'accès au tunnel du Fréjus (Savoie) : glissement des Fourneaux, survenu pendant la construction, traité par une purge de 50 000 m³, et le traitement du déblai instable de Chabrillan (Drôme) sur la LGV-Méditerranée, où 600 000 m³ ont été terrassés en 50 jours ;
- **mettre en place un système de surveillance** permettant, en cas d'évolution alarmante, de prendre les mesures de sécurité nécessaires (feu de signalisation sur route ou voie ferrée, par exemple) ; bien souvent, il s'agit là d'une phase provisoire, en attendant la réalisation d'une solution définitive, retardée par des délais de type technique ou financier.

Le présent guide traite des techniques de confortement, de type actif ou passif.

En ce qui concerne les techniques de type actif, qui ont pour objectif d'agir sur le glissement, on peut rechercher :

- l'augmentation des efforts résistants (butée de pied, clouage ou drainage, par exemple),
- la réduction des efforts moteurs (déchargement en tête, par exemple),
- la suppression du problème, par purge des matériaux instables.

Pour ce qui est des techniques passives, on peut viser :

- à « vivre avec le mouvement », en conférant une certaine souplesse à l'ouvrage qui se déplace ou se déforme, et en acceptant des interventions de maintenance régulières,
- à résister aux efforts exercés par le sol en mouvement sur l'ouvrage, ce qui n'est en général possible que pour des glissements de faible importance,
- à isoler l'ouvrage du sol en mouvement.

Dans ce guide, les diverses parades sont groupées en cinq grandes familles, en fonction de la nature des travaux réalisés, et sont présentées sous la forme de cinq fascicules :

- terrassements,
- drainages,
- renforcements,
- protections de surface,
- techniques passives.

Remarque : Il est parfois un peu artificiel de ranger une technique donnée dans une famille, lorsqu'elle se rattache à plusieurs familles à la fois. Par exemple, un masque drainant joue un rôle mécanique (famille des terrassements) et un rôle hydraulique (famille des drainages).

Choix d'une technique

Les problèmes de stabilité de pentes se posent dans des situations diverses :

- projet d'ouvrage à implanter sur versant naturel de stabilité douteuse ou d'instabilité déclarée,
- glissement en cours à stabiliser,
- glissement consommé : remise en état du site.

La plupart des techniques énumérées dans ce guide peuvent être utilisées à titre curatif ou à titre préventif.

Pour le choix définitif d'une solution, ou de plusieurs solutions associées, les principaux éléments à prendre en compte sont les suivants :

- type de stabilisation recherché : stabilisation immédiate ou à terme ; stabilisation complète ou limitation des vitesses de déplacement ; stabilisation temporaire ou définitive ;
- fiabilité de la solution, marge de sécurité (fonction de l'importance des enjeux) ;
- caractéristiques de l'instabilité : stade d'évolution du glissement (avant = prévention ; pendant ou après = correction), vitesse actuelle de déplacement, volume en mouvement (par exemple, pour des glissements profonds, les solutions de renforcement mécanique sont le plus souvent inapplicables) ;
- pérennité du dispositif de stabilisation, facilité d'entretien ;
- contraintes de réalisation : sécurité du chantier, délais, qualification des entreprises, moyens techniques disponibles, accessibilité du site aux machines, emprises disponibles, etc... ;
- contraintes d'environnement : conditions hydrogéologiques, qualité paysagère, etc... ;
- coûts.

La marge de sécurité recherchée repose classiquement sur un choix adapté du coefficient de sécurité (section 2). Typiquement, pour un projet de confortement, on exige une augmentation du coefficient de sécurité de 20 à 30% par rapport à la situation initiale (LCPC, 1998). Le choix du coefficient de sécurité dépend de l'incertitude sur les paramètres, du degré de confiance que l'on a sur la fiabilité et la durabilité du confortement, du caractère transitoire ou permanent de celui-ci et bien entendu des conséquences qu'aurait une rupture.

Le tableau 1 donne des indications pour ce choix.

	Préventif	Curatif
Versant naturel	1,2 à 1,5	+10 à 30 %
Déblai dans un terrain horizontal	1,3 à 1,5	+20 à 30 %

Tableau 1. Valeurs minimales du coefficient de sécurité

Comme dit précédemment, les valeurs sont à moduler en fonction du contexte ; par exemple :

- dans le cas d'un projet d'ouvrage pour lequel on dispose de relativement peu de reconnaissances, on exigera un facteur de sécurité plus élevé que dans le cas de la réparation d'un glissement déclaré pour lequel on a pu recalculer les paramètres mécaniques du sol ;
- pour un ouvrage de soutènement rigide, de comportement « fragile », on pourra chercher à obtenir un gain de 40 à 50 %.

L'étude de stabilité permet d'évaluer l'efficacité des différentes solutions (butée de pied, rabattement de la nappe, renforcements, etc.), de les pré-dimensionner et d'en retenir une ou plusieurs, le cas échéant en association.

Il est possible également d'intervenir par étapes successives : travaux de stabilisation en deux phases, la deuxième n'étant réalisée que si la première se révèle insuffisante, ce qui impose parfois des contraintes particulières (réservations pour tirants supplémentaires, possibilité d'accès aux risbermes de talus pour les machines de forage de drains, etc.).

Quelques statistiques sur l'utilisation des différentes techniques sont présentées ci-après (il y a souvent panachage de techniques) :

- d'après Villain (1981), le dépouillement de deux cents études du Laboratoire des Ponts et Chaussées de Lyon montre que le drainage/terrassement (éperons, masques, tranchées) est utilisé dans 30 % des cas, la butée et le soutènement également 30 %, puis viennent le drainage superficiel (23 %), les drains subhorizontaux (5 %), etc ;
- l'exploitation de la base de données MVT du LCPC (Gervreau et Durville, 1993), relative à un ensemble de mouvements de terrain survenus sur le territoire national (instabilités affectant les routes en majorité), donne les terrassements (38 % des cas) et le drainage (28 %) comme les techniques les plus employées ;
- au Laboratoire des Ponts et Chaussées de Clermont-Ferrand, l'examen de 271 études de glissements de terrain survenus dans la Région d'Auvergne sur une période de 25 années révèle que l'on a utilisé différentes solutions dans les proportions suivantes : massif-poids en pied (45 %), tranchées drainantes (27 %), déchargement et purge (22 %), drainage superficiel (16 %) ;
- d'après la Commission internationale des grands barrages (CIGB, 2002), pour les glissements menaçant les retenues de barrages, donc avec des enjeux forts, les techniques les plus utilisées sont, par ordre décroissant, les drains forés (45 % des cas), les butées (33 %), les galeries drainantes (33 %), la collecte des eaux de surface, le déchargement en tête, etc.

6. Le suivi de la stabilisation des glissements de terrain

Le moyen le plus direct pour évaluer l'efficacité d'un dispositif de confortement de versant instable est d'assurer un suivi de ce versant en termes de déformation ou de déplacement : en fonction de l'objectif visé, les mouvements doivent rester ou devenir négligeables, ou montrer un ralentissement substantiel les confinant en dessous d'un seuil considéré comme admissible. Il est très souvent utile de suivre également la hauteur piézométrique et son évolution, étant donné son influence sur la stabilité. On peut aussi se limiter à un suivi de la déformation des ouvrages à protéger (fissures sur la route, inclinaison des murs d'une construction, etc.).

Le suivi d'un glissement peut être assuré par différentes techniques (voir à ce sujet le guide technique *Surveillance des pentes instables* (LCPC, 1994)) :

- mesures d'angle en surface (nivelles sur embases liées au sol ou à l'ouvrage, fil à plomb appliqué sur une paroi),
- mesures de déformation en profondeur (inclinométrie en sondage),
- mesures de déplacement (mesures topographiques), sur le versant (plots fichés dans le sol en particulier) ou sur un ouvrage,
- mesures de distance (extensométrie, mesures optiques) entre un point réputé fixe et des points sur le glissement,
- observations visuelles (fissures d'un ouvrage rigide tel que mur de soutènement, bâtiment, chaussée ; défaut d'alignement d'un mur, d'un parapet, etc. ; fissures dans le sol),
- mesures piézométriques (piézomètres ouverts, cellules de pression interstitielle) : compte tenu du rôle de l'eau vis-à-vis de la stabilité, le suivi des nappes est souvent nécessaire.

Le niveau de complexité (redondance, précision, fréquence des mesures, etc.) du suivi est fonction des enjeux et des risques :

- dans les cas ordinaires : dispositifs rustiques tels que nivelles, fil à plomb, alignement de piquets, observation des fissures, etc., ces observations étant effectuées lors d'inspections annuelles ou semestrielles, par exemple ;
- dans quelques cas délicats à forts enjeux : télétransmission, quotidienne par exemple, de mesures de déplacement, de pression interstitielle, de débit des drains, etc., le tout intégré dans un système de surveillance du versant (LCPC, 1994).

L'observation des dispositifs de confortement eux-mêmes (rabattement piézométrique, débit des drains, tension des ancrages, déformation des clous, etc. : voir les fiches des différents dispositifs) est également nécessaire ; elle se substitue à l'information cinématique sur le glissement dans certains cas, pour des raisons de commodité ou de coût notamment, mais il faut avoir à l'esprit que le bon fonctionnement du dispositif est une condition qui est en général nécessaire à la stabilité mais qui n'est pas toujours suffisante (cas d'une remontée de nappe exceptionnelle, non prise en compte dans le dimensionnement, alors que les drains débitent au maximum). De façon générale, les dispositifs de confortement sont soumis :

- d'une part, à des déformations dues aux mouvements résiduels du sol qui peuvent les endommager, voire les détruire (cisaillement de drains forés, par exemple),
- d'autre part, à diverses agressions de la part de leur environnement (corrosion des parties en acier, colmatage des drains, etc.) qui peuvent notablement réduire leur niveau de service.

C'est pourquoi le gestionnaire de ces ouvrages doit assurer leur maintenance. Rappelons que celle-ci désigne « l'ensemble des actions permettant de maintenir ou de rétablir un bien dans un état spécifié ou en mesure d'assurer un service déterminé ». Elle consiste en un certain nombre :

- d'actions de surveillance ou de suivi : visites, contrôles, inspections,
- d'opérations diverses telles que changements de pièces d'usure, nettoyage, graissage, petites ou grosses réparations, etc.

On distingue classiquement :

- la maintenance **préventive**, effectuée selon des critères déterminés :
 - soit selon un échéancier prédéterminé (visite ou nettoyage annuel, par exemple) : maintenance préventive systématique,
 - soit en fonction d'un indice révélateur de l'état de dégradation (mesure de l'usure, par exemple) : maintenance préventive conditionnelle.
- la maintenance **corrective**, effectuée après une défaillance : dépannage (intervention immédiate, solution souvent provisoire), réparation.

Lorsque les enjeux le justifient, un « **dossier d'ouvrage** » est établi. Il regroupe les informations nécessaires pour assurer correctement la gestion du site. Ces informations concernent des domaines variés : technique, administratif, juridique.

Le **dossier d'ouvrage** comporte les éléments suivants :

- identification du maître d'ouvrage et du service gestionnaire.
- localisation du glissement (commune, coordonnées, PR sur une route, etc.).
- nature et importance des enjeux.
- description générale du site instable et des dispositifs de stabilisation, avec en particulier les éléments géologiques et géotechniques de base.
- plan topographique à grande échelle, profil(s) en long.
- conception et exécution des dispositifs de stabilisation :
 - bureau d'étude chargé de la conception et du dimensionnement,
 - notes de calcul avec hypothèses prises en compte,
 - éléments du marché (notamment DCE),
 - entreprise exécutrice des travaux,
 - date de réalisation,
 - problèmes rencontrés lors des travaux,
 - dossier de récolement.
- vie du glissement :
 - point zéro (état de référence),
 - résultats de mesures (topométrie, inclinométrie, etc.),
 - rapports de visite,
 - modifications intervenues sur le site (terrassements, par exemple).
- vie des dispositifs de stabilisation :
 - point zéro (état de référence),
 - résultats des mesures diverses réalisées,
 - rapports de visite et d'inspection,
 - opérations d'entretien et de réparation réalisées,
 - mise en place de dispositifs complémentaires,
 - investigations spécifiques.

L'ampleur du dossier d'ouvrage est à moduler en fonction de l'importance des travaux réalisés.

7. Bibliographie générale

AFNOR Norme X 60-010 (1994), « *Maintenance. Concepts et définitions des activités de maintenance* », 28 pages, annulée et remplacée par NF EN 13306 (2001) et FD X 60000 (2002).

AFNOR Norme NF P 94-500 (2006), « *Missions géotechnique; Classification et spécifications* », 39 pages.

Bromhead E.N., "The treatment of landslides. Proceedings, Institution of Civil Engineers. Geotechnical Engineering", 1997, 125 pp. 85-96.

CIGB, « *Glissements de versants de retenues : reconnaissances, études et gestion* », Commission internationale des grands barrages, 2002, 242 pages.

Geotechnical Engineering Office, "Guide to slope maintenance", Civil engineering department, Government of Hong Kong, 1998, 88 pages.

Hutchinson J.N., "Assessment of the effectiveness of corrective measures in relation to geological conditions and types of slope movement. General report », Bulletin Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur, n° 16, 1977, pp. 131-155.

La Documentation Française, « *Plan d'exposition aux risques, mesures de prévention, mouvements de terrain* », document rédigé par le CEMAGREF-Grenoble, l'IRIGM et SIMECSOL pour le compte la Délégation aux Risques Majeurs, 1987, 529 pages.

LCPC, « *Surveillance des pentes instables - Guide technique* », collection Techniques et Méthodes des LPC, 1994, 125 pages.

LCPC, « *Stabilisation des glissements de terrain - Guide technique* », collection Techniques et Méthodes des LPC, 1998, 97 pages.

LCPC – SCETAURROUTE, « *Commande et contrôle des reconnaissances géotechniques de tracés – Guide Technique* », collection Techniques et Méthodes des LPC, 2001, 40 pages.

LRPC de Lyon, « *Les travaux de prévention des risques naturels - Mouvements de terrain* », Guide méthodologique des parades contre les glissements de terrain, Expérience acquise en Rhône-Alpes, Recherche LCPC, Contrat État – Région Rhône-Alpes, Contrat C.E.E. – E.P.O.C.H. – RIVET – Édition CETE de Lyon, 1993.

Ministère de l'Équipement, des Transports et du Logement, « *Instruction technique pour la surveillance et l'entretien des ouvrages d'art, 2^{ème} partie, fascicule 01 : Dossier d'ouvrage* », 2000, 63 pages.

Turner A.K., Schuster R.L., "Landslides : investigation and mitigation. (Chap. 17 : Stabilization of soil slopes)", special report 247, Transportation Research Board, 1996, 673 pages.

Références particulières

Chapeau C., Villain J., « *Le glissement de la Salle-en-Beaumont ; analyse et réaménagement de la RN 85* », monographies d'études et de recherches 1994-1995, réseau des LPC. LCPC, 1995, pp 36-46.

Circulaire du 7 janvier 2008 du Ministère de l'Écologie, du Développement et de l'Aménagement Durables, fixant les modalités d'élaboration, d'instruction, d'approbation et d'évaluation des opérations d'investissement sur le réseau routier national.

Gervreau E., Durville J.-L., « *Quelques exploitations statistiques d'un fichier informatique de mouvements de terrain* », Bulletin Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur, n° 48, 1993, pp. 33-42.

LCPC – Sétia, « *Organisation de l'Assurance Qualité dans les travaux de terrassement* », guide technique, 2000, 47 pages.

Villain J., « *Sur le rôle des structures géologiques dans les glissements de terrain* », Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Spécial X, 1981, pp. 119-125.

FICHES TECHNIQUES

Liste des fiches

TERRASSEMENTS

- T1 - Chargement de pied et butée de pied
- T2 – Massif de soutènement souple
- T3 - Déchargement en tête
- T4 – Substitution et masque

PROTECTIONS DE SURFACE

- S1 - Protection de surface

DRAINAGES

- D1 - Tranchées drainantes et éperons drainants
- D2 - Puits drainants et galeries drainantes
- D3 - Drains subhorizontaux
- D4 - Assainissement de surface

RENFORCEMENTS

- R1 - Clouage souple
- R2 - Clouage rigide, pieux
- R3 - Tirants
- R4 - Soutènement rigide

TECHNIQUES PASSIVES

- P1 - Isolation des ouvrages par rapport à la pente en mouvement
- P2 - Adaptation de la construction aux déformations

PLAN-TYPE D'UNE FICHE

1 - Définition - objectif

2 - Principe

On énonce le principe mécanique du mode de stabilisation ou de protection.

3 - Description

Il s'agit de la description du dispositif et de ses différentes parties ; les principales variantes technologiques sont présentées.

4 - Domaine d'utilisation

On essaye d'évaluer les performances de la technique, son domaine d'utilisation préférentielle et les limites de son action.

Les contraintes qui peuvent restreindre l'emploi de la technique sont citées, par exemple délai de réalisation, incidence sur le paysage, etc.

5 - Conception

Les principes de base et les particularités les plus importantes sont présentés pour ce qui concerne l'implantation et le dimensionnement des ouvrages ; les méthodes de calcul ne sont pas traitées dans ce guide mais, lorsque cela est possible, des références bibliographiques sont fournies.

6 - Mise en œuvre

Les difficultés particulières de mise en œuvre sont signalées, en particulier celles qui nécessitent une entreprise spécialisée.

On attire l'attention des maîtres d'ouvrage et des maîtres d'œuvre sur les principaux contrôles à effectuer pendant la réalisation et en fin de travaux.

7 - Pérennité, pathologie, maintenance

Dans ce paragraphe, on donne quelques indications sur la durée de vie moyenne des ouvrages de protection et l'on décrit les principaux désordres et dysfonctionnements qui peuvent les affecter, du fait d'une mauvaise conception, d'une dégradation progressive ou d'événements survenus au cours de la vie de l'ouvrage.

Quelques principes de maintenance des ouvrages sont fournis. Elle peut consister en actions de surveillance ou de suivi (visites, contrôles, inspections) et en opérations diverses telles que changements de pièces d'usure, nettoyage, graissage, petites ou grosses réparations, etc.

La tenue d'un **dossier d'ouvrage** est recommandée pour faciliter sa maintenance ; on évoque en particulier quelques éléments qui ont leur place dans le dossier technique.

8 - Techniques pouvant être associées

On mentionne les techniques les plus souvent associées avec la technique exposée dans la fiche, ainsi que celles qui seraient peu compatibles avec elle.

9 - Éléments de coût

Les coûts des travaux de stabilisation ou de protection sont très variables en fonction du site, de la taille du chantier, etc. Aussi se contente-t-on de donner des ordres de grandeur, avec les principaux postes de dépenses.

Les éléments chiffrés fournis proviennent de la base de prix unitaires moyens, établie par le Sétra. Il est à noter que les fluctuations des prix sont très importantes d'un chantier à un autre selon les quantités mises en œuvre ou les éléments de contexte locaux (rareté des fournitures, éloignement des carrières...). Pour information, les prix moyens 2007 et 2008 sont indiqués dans les différentes fiches.

10 - Exemples

On présente quelques exemples réels avec schémas ou photographies.

11 - Bibliographie, références particulières

En particulier, sont citées les références des textes réglementaires ou des recommandations qui font office de textes réglementaires. Des références présentant des détails sur certaines techniques ou méthodes, ou exposant des exemples significatifs de parades, sont également données.

Fascicule 1

TERRASSEMENTS

Ce fascicule couvre toutes les techniques de stabilisation des glissements de terrain où l'on déplace un certain volume de sol, soit pour décharger le haut du glissement, soit pour renforcer le bas du glissement, soit pour remplacer le terrain naturel par des matériaux de meilleures caractéristiques mécaniques.

Quatre fiches ont été préparées pour :

- les terrassements en pied de glissement (chargement de pied et butée de pied),
- les terrassements en pied de glissement à talus raidi pour libérer de l'espace (« soutènements souples »),
- les terrassements en tête de glissement,
- les terrassements qui mettent en place des matériaux plus résistants, en masque ou en substitution. Ces matériaux ont en général une perméabilité plus élevée et ont aussi un effet drainant.

Listes des fiches

FASCICULE 1- TERRASSEMENTS

T1 - Chargement de pied et butée de pied

T2 – Massif de soutènement souple

T3 – Déchargement en tête

T4 – Substitution et masque

T1

CHARGEMENT DE PIED ET BUTÉE DE PIED

T1-1. DÉFINITION - OBJECTIF

Un remblai ajouté au pied d'un glissement peut avoir deux effets sur la stabilité de la masse en mouvement :

- si la surface de rupture passe sous le remblai, ce dernier va augmenter les contraintes normales sur la surface de rupture et la résistance au cisaillement. On parle alors de (remblai de) chargement de pied (figure 5.a) ;
- si le remblai est construit devant la surface de rupture, il va constituer une sorte de soutènement de la masse qui glisse, qui se mettra en butée sur le massif résistant. On parle alors de (remblai de) butée de pied (figure 5.b).

T1-2. PRINCIPE

Le remblai de chargement de pied agit par son poids.

Le remblai de butée de pied agit par sa résistance au cisaillement.

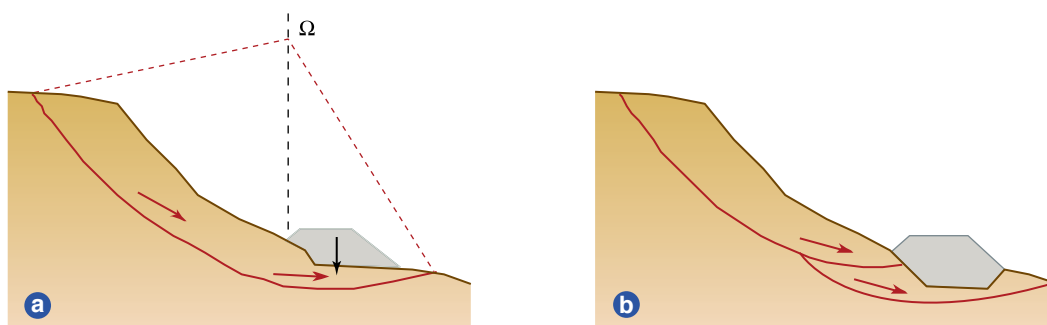


Figure 5. Exemples de remblais de chargement de pied (a) et de butée de pied (b)

T1-3. DESCRIPTION

La technique consiste à installer dans la partie inférieure du glissement un remblai constitué de matériaux frottants et drainants, si nécessaire. Pour une

butée de pied, on peut utiliser, par exemple, un enrochement dont la granularité est de l'ordre de 100/800 mm (figure 6), constitué de matériau non évolutif et peu altérable, ou des sols insensibles à l'eau comme, par exemple, des matériaux propres 0/150 mm.

Le massif se présente sous la forme d'une banquette (voire d'une succession de banquettes) fondée dans une formation stable, si possible.



Figure 6. Butée de pied en enrochement (Alpes-Maritimes).
On remarque l'agencement des blocs et la présence de barbicanes intégrées à l'ouvrage

T1-4. DOMAINE D'UTILISATION

Sont concernés par cette technique : les déblais, les déblais sur pente et les glissements de versants naturels lorsque la masse de matériaux à stabiliser et la forme de la surface de rupture permettent son application. Typiquement, la butée de pied est utilisée pour stabiliser un glissement d'ampleur faible à modérée ; elle est souvent implantée en pied de versant – elle ne peut ainsi engendrer d'instabilité plus à l'aval. Dans le cas des glissements actifs, cette technique est souvent utilisée en urgence, car réalisable rapidement par toute entreprise de terrassement.

La déformabilité propre d'une butée de pied a pour conséquence que la stabilisation du glissement n'est pas absolument immédiate.

L'utilisation de la butée de pied suppose vérifiés les critères suivants :

- disponibilité de matériaux à une distance économiquement acceptable de la zone instable ; sauf s'il s'agit d'un simple chargement de pied, agissant par son seul poids, on recherchera des matériaux frottants ;
- assurance d'un appui de bonne qualité à une profondeur compatible avec celle atteinte par les engins classiques de terrassement (3 à 4 mètres au maximum), dans le cas où le dimensionnement nécessiterait un tel ancrage.

On peut noter les difficultés de végétalisation des matériaux rocheux du fait de leur granulométrie et de la pente adoptée (souvent 1/1). Les formations plus fines peuvent être facilement végétalisées (voir fiche S1 « Protection de surface »).

T1-5. CONCEPTION

Le dimensionnement d'une butée de pied se fait par un calcul de stabilité global de la pente instable (méthode d'équilibre limite) en tenant compte de la modification géométrique apportée. Si la butée se situe dans l'eau, en bordure d'un cours d'eau, par exemple, on prendra bien entendu en compte son poids déjaugé. La surface de rupture étudiée est celle qui résulte de l'investigation (inclinométrie, coupes de sondages ou observations de terrain). On recherche généralement une amélioration du coefficient de sécurité de 20 à 30 % sur cette surface.

Trois vérifications doivent être réalisées : vis-à-vis des risques de reprise du glissement en amont de l'ouvrage poids, vis-à-vis des risques de déclenchement d'un autre glissement en aval de celui-ci (du fait de la surcharge apportée) et vis-à-vis de la stabilité propre du talus créé par la butée de pied.

Le massif-poids doit être posé sur un horizon stable et compact. Ceci peut conduire à rechercher un ancrage dans une couche plus résistante en profondeur.

Compte tenu de son implantation fréquente en pied de versant, le massif doit être conçu pour réceptionner les eaux superficielles et profondes et les évacuer en dehors de l'emprise critique.

Choix des matériaux et de la mise en œuvre : le géotechnicien a la possibilité de spécifier la qualité des matériaux à mettre en œuvre. L'analyse des cercles de glissement permettra de préciser si des matériaux drainants sont nécessaires. On précisera également en phase de conception s'il sera nécessaire de compacter les matériaux mis en œuvre (ou de les serrer dans le cas de matériaux roulés) pour atteindre la densité prise en compte lors du calcul de stabilité.

L'utilisation de géosynthétiques est fréquente dans ces ouvrages (géotextiles filtres, le plus souvent). On pourra se référer aux documents du Comité Français des Géosynthétiques concernant leurs spécifications. On sera notamment vigilant sur les critères de choix concernant l'ouverture de filtration, la transmissivité dans le plan, la perméabilité perpendiculaire au plan, la résistance à la pénétration de l'eau, ainsi que la résistance en traction pour tenir compte des contraintes liées à l'ouvrage, et la résistance au poinçonnement.

T1-6. MISE EN ŒUVRE

La mise en œuvre peut être réalisée par les entreprises classiques de terrassements en veillant à donner les consignes particulières d'exécution au début des travaux. Ces derniers seront exécutés d'autant plus rapidement que la vitesse de déplacement du terrain est élevée ou risque de l'être : pour cela, de grosses capacités de terrassements peuvent être nécessaires (nombre d'engins, puissance, temps de travail, etc.).

La réalisation éventuelle de l'ancrage du massif-poids nécessite d'exécuter un terrassement qui a tendance à affaiblir les conditions de stabilité en cours : on procédera dans ce cas à des terrassements par plots successifs en veillant à remblayer dès l'achèvement de la fouille. La largeur de ces plots doit être testée sur le terrain en fonction du problème rencontré ; elle se situe entre 3 et 12 mètres, en général.

Si cela est possible (sauf contraintes d'accès ou autres), les terrassements doivent débuter par la zone la moins active du glissement, de manière à limiter les grands mouvements au cours de l'exécution des travaux.

Dans le cas où le profil en long du massif-poids présente une pente, il est recommandé de commencer les travaux par la partie aval, de manière à permettre l'évacuation des eaux captées au fur et à mesure des travaux.

Avant le démarrage des travaux, on procédera à l'agrément des matériaux proposés par l'entreprise et on validera la procédure de mise en œuvre.

Un contrôle de la mise en œuvre des matériaux dans de bonnes conditions doit être effectué, le plus souvent de façon visuelle (fond de fouille de l'ancrage, bonne mise en place du drainage, géométrie des terrassements, granularité du massif poids, etc.). Un plan de récolement doit être produit.

T1-7. PÉRENNITÉ, PATHOLOGIE, MAINTENANCE

Vu leur conception rustique et leur déformabilité, les massifs-poids posent peu de problèmes de pérennité ou de maintenance ; on s'assurera, lors de la conception, de l'absence d'évolution des matériaux au cours du temps (altérabilité, sensibilité au gel-dégel, érodabilité).

Dans le cas d'un glissement de fort volume et impliquant un risque important, l'ensemble des données relatives aux observations et au suivi dans le temps des différents éléments doit être consigné dans le « **dossier d'ouvrage** ».

Le contrôle de l'efficacité de la stabilisation peut être assuré par suivi visuel : observations de la masse stabilisée et de la butée ainsi que des débits des eaux captées. Si le massif joue le rôle de drain, on doit s'assurer de son bon fonctionnement général. Dans certains cas, il peut être nécessaire de procéder à un suivi par inspections (apparition de fissures, etc.) et par instrumentation à la fois sur le glissement et sur l'ouvrage (topographie, inclinométrie).

T1-8. TECHNIQUES POUVANT ÊTRE ASSOCIÉES

En plus de leur action gravitaire, les ouvrages de butée peuvent avoir une action de drainage avec rabattement de l'eau au niveau de la base.

On peut leur associer la plupart des techniques de drainage au moyen de tranchées. L'exutoire du système drainant doit être placé de préférence à l'extérieur du massif ; il peut l'être à la base du massif à condition d'avoir aménagé cette surface en conséquence (pente de la base du massif, drains et protections par des granulats appropriés). Dans cette hypothèse, on doit penser au temps de réalisation de ce travail, qui va rallonger le délai d'exécution du plot.

T1-9. ÉLÉMENTS DE COÛT

La solution est généralement économique et fait appel à une entreprise non spécialisée. Il n'existe aucun élément spécifique pour l'estimation du coût de cette technique. Son choix se fait en tenant compte du matériel disponible et de l'expérience dans le domaine. Les prix pratiqués sont les prix classiques des terrassements :

- terrassements pour purge des matériaux à évacuer, comprenant l'extraction, le transport vers le lieu de dépôt et la mise en œuvre en dépôt : 5,45 €/m³ (moyenne des prix nationaux, Sétra 2007) et 4,24 €/m³ (moyenne des prix nationaux, Sétra 2008) ;
- fourniture et mise en œuvre de matériaux d'apport de type enrochements en provenance de carrière : 23,09 €/t (moyenne des prix nationaux, Sétra 2007) et 18,40 €/t (moyenne des prix nationaux, Sétra 2008).

T1-10. EXEMPLES

De nombreux exemples d'application de cette technique existent, principalement dans les régions où l'on rencontre en abondance des matériaux pouvant constituer le massif poids. Les quelques cas présentés ci-dessous illustrent la diversité des glissements traités.

La RN 122 près de Ferrières (Cantal) a été l'objet d'une instabilité au printemps 1987. À la suite d'une période de fortes pluies, le talus de déblai et le versant naturel, situés en amont immédiat de la route, se sont déplacés de plusieurs mètres. Les formations en mouvement sur une longueur de 65 mètres sont des éboulis de pente argileux d'une épaisseur de 10 à 15 mètres reposant sur le substratum de gneiss. Compte tenu de la profondeur importante des niveaux d'eau dans le terrain (qui ne favorise pas la solution drainage) et de l'épaississement de la couche d'éboulis en amont des désordres (qui ne favorise pas une solution de déchargement en tête), il a été mis en place une butée de pied en enrochements (basaltes de granulométrie 300/800 mm) appuyée au niveau de la route : une telle solution était favorisée par la présence du substratum rocheux à faible profondeur et par la sortie de la surface de glissement au sein du talus de déblai, à une hauteur d'un mètre par rapport à la chaussée.

L'analyse de stabilité montre que la mise en place d'un massif de 6 mètres de largeur à la base, de 8 mètres de hauteur, et taluté à 1/1, améliore la stabilité de 25 %. La mise en œuvre d'une telle solution a nécessité le décalage de l'axe de la chaussée de 6 mètres vers l'aval, en utilisant des techniques (remblai renforcé en géotextiles et mur en Terre Armée) permettant un raidissement maximum de la pente du fait de l'impossibilité de déplacer la rivière en contrebas (figure 7).

Un important glissement de terrain (volume de l'ordre de 450 000 m³) a affecté la partie basse d'un versant constitué de grès, pélites et schistes du permien sur une épaisseur dépassant localement 15 mètres dans la région de Brive (Corrèze) en 1995. La RN 121 a été coupée pendant plusieurs mois après les importants déplacements qui se sont produits (de l'ordre de 10 mètres).

Ce phénomène a été observé suite aux évolutions climatiques contrastées des années précédant l'événement : importantes sécheresses suivies d'abondantes précipitations qui ont accentué la fragilité de l'ensemble du site et conduit à un état de rupture.

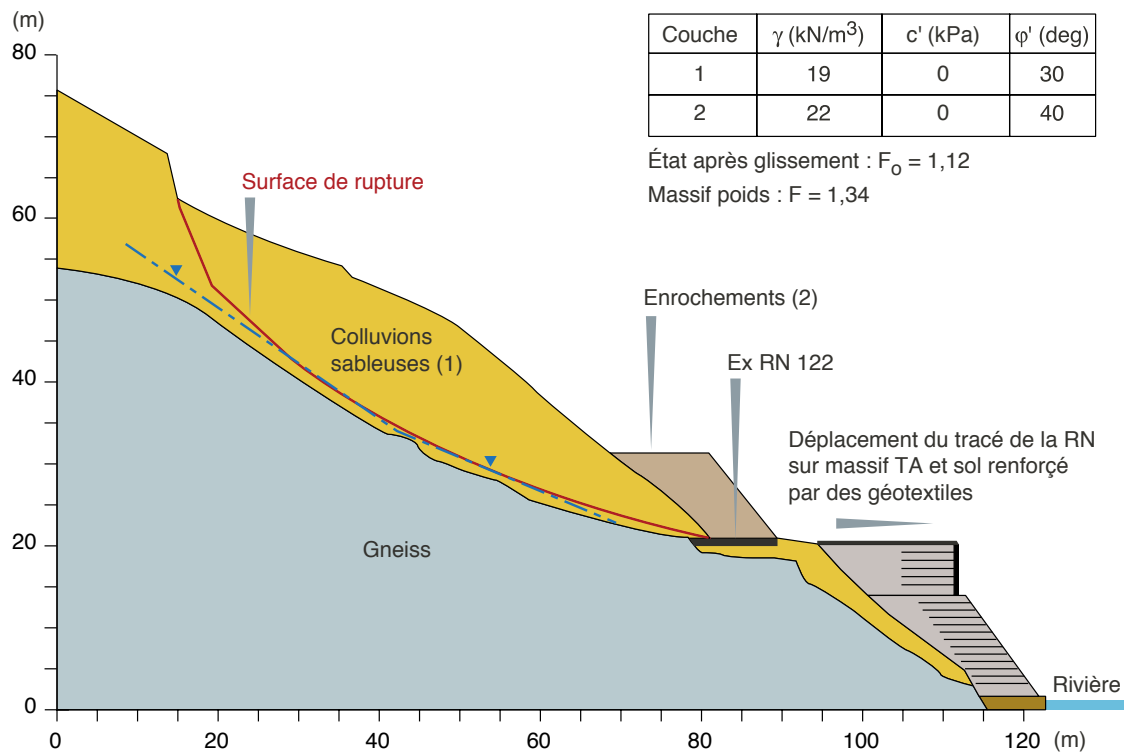


Figure 7. RN 122 - Instabilité de Ferrières : solution adoptée

Compte tenu des niveaux hydrostatiques très profonds limitant la solution par drainage et des risques d'instabilité existant sur le versant opposé, limitant la solution de décalage du tracé, la solution retenue a consisté en la mise en place d'une butée en enrochements à l'aval immédiat de la zone en mouvement. L'étroitesse de la vallée a conduit à envisager sur toute l'emprise du pied du glissement (250 mètres) deux types de structures suivant les disponibilités :

- soit un massif-poids formant butée de l'instabilité positionné en pied de versant et limité par la présence d'un ruisseau. Cette solution améliore la stabilité de l'ordre de 7 à 20 % localement. Elle a été réalisée par plots successifs après purge des sols de mauvaise qualité, rencontrés en pied de versant ;
- soit un massif-poids formant butée de l'instabilité qui prend appui sur le versant opposé et qui impose la mise en œuvre d'un ouvrage hydraulique (figure 8). Cette solution améliore la stabilité de 30 à 40 %. Elle a été appliquée sur une longueur de 50 mètres en deux points situés près des deux extrémités du phénomène.

L'amélioration globale de la stabilité de 25 % a été calculée sur les bases précédentes, proportionnellement à la longueur traitée.

Les travaux ont débuté par la réalisation d'un drain de 1 à 2 m de profondeur ceinturant la zone du désordre et par les purges de matériaux argileux gorgés d'eau situés sous et à proximité de l'emprise des ouvrages hydrauliques. Les massifs-poids en enrochements ont été réalisés après mise en place des ouvrages hydrauliques (buses de 3 m de diamètre) dans un ordre compatible avec les différentes possibilités d'accès.

Pour le passage de l'autoroute A 13 dans le vallon des Bottentuits (Calvados), un remblai prévu sur une pente instable a été conçu avec une butée en graves alluvionnaires s'appuyant sur le versant opposé. Cette solution a nécessité le busage du ruisseau.

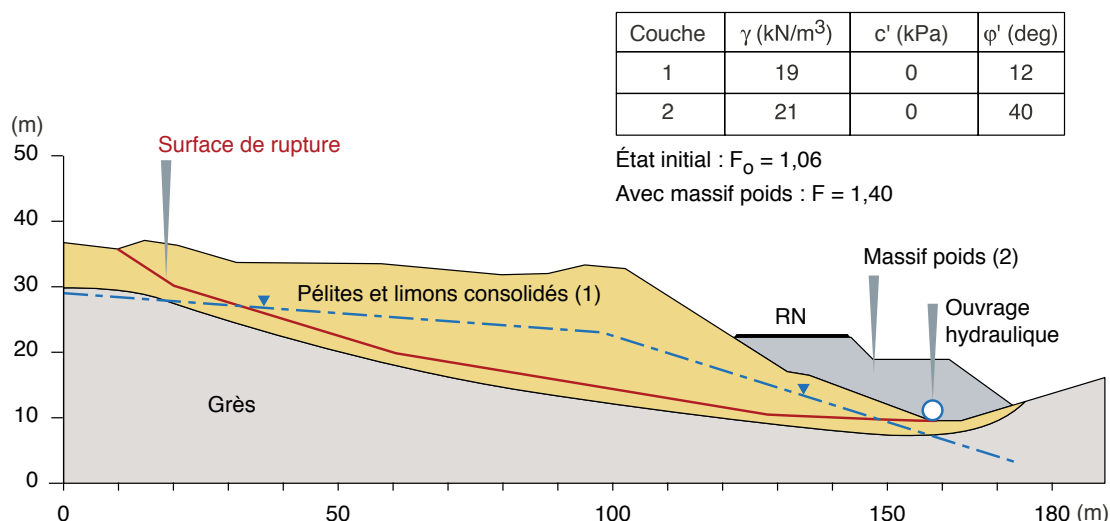


Figure 8. RN 121 à Lanteuil : solution adoptée en deux points.

Sur la ligne Metz-Zoufftgen, un glissement affectait la voie ferrée posée sur un remblai de 6 m de hauteur et de pente 2/3, assis sur des marnes et limons. Après des reconnaissances par sondages à la pelle, piézométrie et inclinométrie en forage, une solution par banquette en pied, de 7 m de large et 2 m de haut, a été adoptée, avec une bêche d'ancrage de 0,6 m de profondeur. Mille mètres cubes de matériaux ont été mis en œuvre, sur une longueur de 52 m, pour un coût d'environ 65 000 € (source : SNCF-ingénierie).

Après la mise en eau du barrage de Tablachaca (Pérou), un glissement d'un volume de plusieurs millions de mètres cubes s'est mis en mouvement sur le versant rive droite du réservoir. Des travaux de stabilisation ont été réalisés en 1982-1984, en particulier une butée de 465 000 m³ (dont la fondation a nécessité un renforcement du sol par colonnes ballastées) associée à du drainage et à des tirants. L'instrumentation mise en place a permis d'analyser l'effet de ces dispositifs sur une vingtaine d'années : forte réduction du glissement profond (mais mouvement résiduel de quelques millimètres par an), persistance d'un mouvement de fluage.

T1-11 - BIBLIOGRAPHIE, RÉFÉRENCES PARTICULIÈRES

AFNOR Norme NF P 11-300, « Classification des matériaux utilisables dans la construction des remblais et des couches de forme des infrastructures routières », 1992.

Alonso E.E., Gens A., Gili J.A., Lloret A., "Analysis and stabilization of a large landslide in Eastern Spain", International Symposium on Landslides 1992-02-10, Christchurch, Nouvelle-Zélande, Balkema, Rotterdam, vol. 1, 1992, pp. 637-641.

Garga V.K., Torre M., "The Tablachaca slide n° 5, Peru. A 20-year post-remediation assessment", Proc. IXth symposium on Landslides, Rio-de-Janeiro, vol. 2, 2004, pp. 1691-1696.

LCPC, « Stabilisation des glissements de terrain - Guide technique », collection Techniques et Méthodes des LPC, 1998, 97 pages (plus particulièrement le chapitre 3).

T2

MASSIF DE SOUTÈNEMENT SOUPLE

T2-1. DÉFINITION - OBJECTIF

La technique de stabilisation par soutènement souple consiste à réaliser des éléments massifs et résistants qui s'opposent au mouvement. L'objectif est de stabiliser mécaniquement le glissement par un massif-poids déformable à talus externe raidi, mis en œuvre généralement en pied de glissement.

Cette technique se distingue de la simple butée de pied (fiche T1) par le fait que l'ouvrage souple, dont le talus externe raidi permet de réduire les emprises, nécessite un dimensionnement spécifique.

T2-2. PRINCIPE

Son principe vise à réduire puis arrêter les déformations par l'introduction d'un élément résistant déformable. Comme pour les butées de pied, la technique produit une augmentation des efforts résistants (amélioration du frottement le long de la surface de rupture).

T2-3. DESCRIPTION

La technique du soutènement souple consiste à mettre en place un massif en sol renforcé, généralement dans la partie inférieure du glissement. Les hauteurs courantes sont de 4 à 10 mètres environ. Différentes options peuvent être adoptées :

- gabions,
- sol renforcé par armatures métalliques ou peu extensibles,
- sol renforcé par des fils (Texsol³) ou par des pneumatiques usagés (Pneusol⁴),
- sol renforcé par des nappes de géosynthétiques,
- sol renforcé par des grilles métalliques,
- murs cellulaires souples ou rigidifiés (à éléments en béton, en bois, etc.), éventuellement renforcés.

³ Procédé breveté.

⁴ Marque déposée du LCPC.

Les ouvrages sont en général construits avec des matériaux à caractéristiques spécifiques, et quelquefois drainants (respect de critères granulométriques, d'argilosité ou propreté).

T2-4. DOMAINE D'UTILISATION

Les soutènements souples, capables d'encaisser de petites déformations, sont bien adaptés lorsque des mouvements résiduels sont attendus avant stabilisation complète, ou dans un versant en limite de stabilité, probablement sujet à de légers mouvements d'ensemble.

Ce genre de technique est utilisé essentiellement dans le cas de butée de pied ou en déblai lorsque l'on a des contraintes d'emprise (intérêt de la quasi verticalité du parement aval). Les soutènements souples sont souvent réalisés à titre préventif pour les déblais ; ils imposent des techniques de mise en œuvre telles que l'exécution de plots successifs. On notera l'aspect esthétique souvent agréable de certains procédés, qui peut être intéressant (installation de jardinières : tenir compte des conséquences éventuelles d'apports d'eau localisés).

De façon générale, ces techniques supposent que l'on dispose de suffisamment de temps pour les mettre en œuvre (les différentes manipulations demandent un certain délai de mise en place).

T2-5. CONCEPTION

Le dimensionnement d'un soutènement souple se fait sous un double aspect :

- analyse de la stabilité interne, qui est réalisée selon une méthode propre à chacune des techniques envisagée (voir les normes sur le renforcement des sols).
- analyse de la stabilité externe, par un calcul de stabilité (méthode d'équilibre limite) global de la pente instable en tenant compte de la modification géométrique apportée. La surface de rupture de référence est celle qui résulte de l'investigation (inclinométrie, coupes de sondages, observations de terrain). On recherche généralement une amélioration du coefficient de sécurité de 20 % sur cette surface.

Une vérification doit être réalisée au niveau des risques d'extension du glissement en amont (spécialement pendant la phase provisoire des travaux) ou en aval des travaux, lorsqu'ils sont réalisés dans la pente.

L'utilisation de géosynthétiques est fréquente dans ces ouvrages. On pourra se référer aux documents du Comité Français des Géosynthétiques concernant leurs spécifications (drainage, filtration, renforcement...).

T2-6. MISE EN ŒUVRE

Par définition, l'ouvrage est construit avant que les terres maintenues ne le sollicitent, après un premier terrassement qui ne doit pas accentuer la déstabilisation du terrain.

La mise en œuvre du soutènement souple doit donc tenir compte de la nature des sols immédiatement en amont de celui-ci (talutage à étudier). On peut être amené à le réaliser par plots successifs afin de limiter les risques d'accélération du mouvement. Le temps de mise en œuvre est un critère de choix important. Il convient d'être conscient que la solution T1 « Chargement de pied et butée de pied » est d'une mise en œuvre nettement plus rapide.

L'utilisation d'un soutènement souple impose des précautions élémentaires concernant la mise en œuvre :

- préparation de la plate-forme support (purge locale ou réalisation d'une poutre de béton maigre sous le parement, réalisation de redans, etc.),
- drainage en arrière et immédiatement sous l'ouvrage. Ce point est d'autant plus nécessaire que l'ouvrage est moins drainant.

T2-7. PÉRENNITÉ, PATHOLOGIE, MAINTENANCE

Les désordres au niveau de la solution peuvent provenir d'une mauvaise conception (sous-dimensionnement, insuffisance de drainage, etc.), d'une mauvaise exécution (défaut de compactage du remblai à proximité du parement, par exemple) ou de causes externes (gel, sels de déverglaçage, ambiance agressive).

Pour les ouvrages importants (par leurs dimensions et par les enjeux qu'ils protègent), un **dossier d'ouvrage** doit être établi et tenu à jour.

Le paragraphe «*Vie du glissement*» de ce dossier doit comporter :

- un plan du site et des dispositifs de stabilisation,
- les points à observer, définis par le concepteur du projet, avec par exemple :
 - le relevé des niveaux piézométriques,
 - le relevé des inclinomètres en forage,
 - les mesures topographiques,
- la périodicité des mesures à effectuer (dans le temps, en fonction des résultats de l'efficacité du confortement, la fréquence des visites peut être réduite),
- l'organisme et la personne habilités à qui le rapport de visite doit être adressé.

Le paragraphe «*Vie des dispositifs de stabilisation*» du dossier d'ouvrage doit comporter :

- un plan des ouvrages réalisés avec leur localisation précise,
- le détail des points à observer : bon fonctionnement du dispositif et de l'évolution du parement par suivi visuel (déplacement et fissuration des éléments d'un mur cellulaire par exemple) ou topométrique, voire par instrumentation (nivelles, fil à plomb, inclinométrie) ;
- le détail des travaux d'entretien courant à réaliser ;
- la périodicité des visites (elle est en général annuelle), ces visites ne doivent pas avoir de limite dans le temps ;

➤ l'organisme et la personne habilités à qui le rapport de visite doit être adressé. La visite régulière doit conduire à une appréciation globale correspondant à une des classes suivantes (cf. la cotation IQOA : voir les Guides du LCPC et du Sétra) :

- **Classe 1 : bon état** : pas d'intervention particulière, hormis l'entretien courant,
- **Classe 2 : état moyen** : un entretien spécialisé est à prévoir (préciser ces travaux),
- **Classe 3 : mauvais état** : soit de gros travaux sont à entreprendre, soit la conception du dispositif nécessite une étude complémentaire.

Chaque compte-rendu de visite doit indiquer la date de la prochaine visite.

Signalons en particulier les points suivants :

- l'utilisation de divers types de matériaux (structures en béton, métalliques, géosynthétiques) en contact avec des sols et roches sous les conditions climatiques les plus variées doit inciter à s'assurer de la pérennité des éléments métalliques (corrosion des armatures, des grillages des gabions, etc.) ou des géosynthétiques. Il est recommandé de mettre en place des éléments témoins (témoins de durabilité) et de vérifier leur état à différents âges de l'ouvrage ;
- des inspections régulières doivent être effectuées : la fréquence et la nature de ces inspections sont à définir en fonction de l'importance de l'ouvrage (cf. les Instructions détaillées).

T2-8. TECHNIQUES POUVANT ÊTRE ASSOCIÉES

L'action principale des soutènements souples se situe au niveau de la masse apportée en pied d'instabilité. On peut ainsi traiter le problème posé à partir de ces seules structures. Toutefois il est fréquent d'associer un double drainage :

- protecteur de la structure mise en place,
- complémentaire pour la stabilisation du glissement, par l'intermédiaire de tranchées, puits, drains subhorizontaux, etc.

On peut également associer, selon le type de problème (et en particulier lorsque le drainage n'est pas satisfaisant) un terrassement tel qu'une purge en partie haute (fiche T3).

T2-9. ÉLÉMENTS DE COÛT

Il est difficile de citer les coûts des différentes techniques envisagées dans cette catégorie. On peut retenir les ordres de grandeur de prix suivants (fourniture et mise en œuvre) donnés par les constructeurs, éléments auxquels il faut ajouter les phases de terrassements (prix par mètre carré de parement pour une épaisseur d'ouvrage de l'ordre de 3 m) :

- gabions : 200 à 230 €/m²
- ouvrage en Terre Armée : 220 à 250 €/m²

- ouvrage renforcé par des géotextiles : 200 à 230 €/m²
- ouvrage en Pneusol : 150 à 200 €/m².

T2-10. EXEMPLES

Lors des terrassements de l'Autoroute A72 à la Fouillouse près de Saint-Etienne (Loire) en 1975, un déblai de l'ordre de 25 mètres (au niveau de la plateforme autoroutière) a été taillé dans des formations sédimentaires (colluvions) reposant sur un substratum micaschisteux de pente 18 degrés. L'instabilité affecte les formations meubles et remonte une centaine de mètres en amont du talus. Les premiers mouvements ont conduit à réduire notablement l'épaisseur de matériaux meubles (9 mètres au lieu de 15) par terrassements, solution insuffisante. Après une autre tentative de stabilisation par une longrine en béton armé reposant sur des pieux forés d'un mètre de diamètre (voir fiche R4), la solution a été recherchée dans la mise en place d'un massif-ponds en matériaux de granulométrie 0/200 mm dont la pente aval a été raidie par un ouvrage de soutènement souple (mur Peller de 8 mètres de hauteur et de 8 mètres de largeur à la base). Cette structure a été réalisée dans la pente, en bordure d'un chemin, et appuyée sur les formations micaschisteuses (figure 9). Cette solution conduit à une amélioration de la stabilité de 25%. Elle a été complétée par un drainage (tranchées en Y) de la zone en amont.

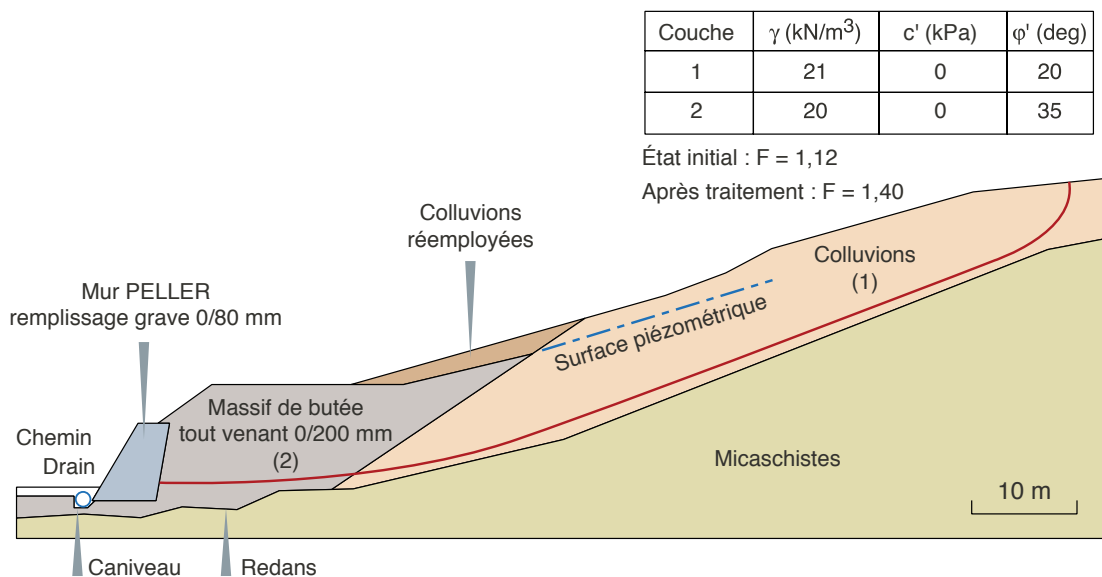


Figure 9. Autoroute A72, lieu-dit La Fouillouse.
Solution associant butée de pied et soutènement souple.

Lors de l'aménagement de la déviation de Tulle sur la RN 89 (Corrèze) en 1988, un talus de déblai d'une trentaine de mètres de hauteur a été réalisé au sein de formations gneissiques plus ou moins altérées et fracturées. Pour des problèmes d'emprise (présence d'une route départementale sur la partie supérieure du talus et de la RN 89 en partie inférieure), le talus a été taillé à une pente de 2/3 (vertical/ horizontal) avec sa partie inférieure à 1/1 sur une hauteur de 9 mètres (figure 10).

Un glissement sensiblement plan de 4 mètres d'épaisseur s'est produit au sein des gneiss, dans lesquels on observe la présence de lits micacés selon la schistosité, à

pendage quasi-parallèle à la pente. Aucune venue d'eau n'a été observée lors de la phase d'étude du phénomène.

La solution a été recherchée dans une technique qui satisfasse les problèmes d'emprise, c'est à dire qui maintienne en place la route départementale en partie supérieure et ne modifie pas l'emprise de la route nationale en partie basse. Un soutènement souple a été ainsi envisagé sous la forme d'un ouvrage poids en Teksol mis en place au niveau de la plate-forme de la RN 89. Compte tenu du risque évident d'accélération du phénomène pendant la phase de mise en place de l'appui du massif, l'ouvrage a été réalisé par plots successifs après évacuation de bandes de l'ordre de 7 à 10 mètres de longueur de matériaux gneissiques. Le mur a été implanté à une profondeur de 0,2 à 1 m par rapport au niveau de la plate-forme de la RN 89. Le dimensionnement du massif a été réalisé par analyse de stabilité le long de la surface de rupture venant le recouper en partie basse. Une amélioration de 20 % a été recherchée, qui a conduit à un ouvrage de 4,60 m de largeur à la base et 7 m de hauteur. Le risque d'une surface de glissement passant par-dessus l'ouvrage a été écarté, compte tenu de l'absence de discontinuités ou de plans d'altération permettant le développement d'une telle surface.

Les travaux ont été réalisés sur 65 m de longueur et ont nécessité la mise en œuvre de 1200 m³ de Teksol. Aucun désordre n'a été observé depuis la mise en place de cet ouvrage, les quelques mouvements observés pendant la réalisation du mur étant stoppés net sitôt son achèvement.

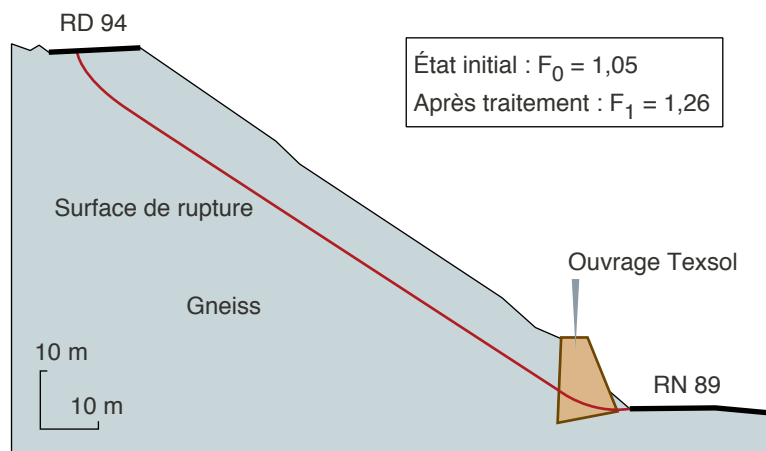


Figure 10. RN 89 à Tulle : solution adoptée

T2-11. BIBLIOGRAPHIE, RÉFÉRENCES PARTICULIÈRES

AFNOR NF G 38-063, « *Recommandations pour l'emploi des géotextiles et produits apparentés. Utilisation des géotextiles et produits apparentés sous remblais sur sols compressibles* », 1993.

AFNOR Norme NF P 94-270, « *Calcul géotechnique - ouvrages de soutènement - remblais renforcés et massifs en sol cloué* », 2009.

Comité Français de Géosynthétiques, « *Recommandations pour l'emploi des géotextiles dans le renforcement des ouvrages en terre* », 1990.

Koenig J.-G., Julien A., Plaut E., « *La route d'accès au tunnel alpin du Fréjus* », Revue générale des routes et aérodromes, n° 567, 1980, pages 58-70.

LCPC, « *Ouvrages de soutènement. Recommandations pour l'inspection détaillée, le suivi et le diagnostic des ouvrages de soutènement en remblai renforcé par éléments géosynthétiques* », collection Guide Technique. 2003, 78 pages.

Ministère de l'Équipement, « *Instruction technique pour la surveillance et l'entretien des ouvrages d'art, 2^{ème} partie, fascicule 01 : Dossiers d'ouvrages* », Direction des Routes, 2000.

Sétra, I « *Guide pour la surveillance spécialisée et le renforcement : les ouvrages en Terre Armée* ». 1994, 108 pages.

Sétra, « *Guide de conception générale : les ouvrages de soutènements* », 1998, 156 pages.

Sétra, « *Guide méthodologique. IQOA-MURS. Murs de soutènement* », 2005, 48 pages.

LCPC-Sétra, « *Les ouvrages en Terre Armée. Recommandations et règles de l'art* », 1979, 193 pages.

LCPC-Sétra, « *Texsol – Ouvrages de soutènement* », collection Guide technique, 1990, 65 pages.

T3

DÉCHARGEMENT EN TÊTE

T3-1. DÉFINITION - OBJECTIF

Cette technique consiste à décharger la tête du glissement en enlevant du sol (purge) ou en le remplaçant par un matériau peu dense.

Cette technique stabilise mécaniquement en allégeant la partie amont du glissement.

T3-2. PRINCIPE

Le principe de l'allègement en tête se situe dans la diminution des efforts moteurs par enlèvement ou substitution à l'aide de matériaux légers à faible poids volumique.

T3-3. DESCRIPTION

La technique de l'allègement en tête consiste en l'évacuation par terrassement d'une certaine épaisseur de matériaux situés dans la partie supérieure du glissement. Cette technique, très rustique, suppose que l'on puisse accéder à la zone en mouvement et transporter les matériaux vers une zone de dépôt.

Le terrassement peut éventuellement – solution plus coûteuse - s'accompagner de la mise en œuvre de matériaux légers tels que les pouzzolanes ($\gamma \approx 12-13 \text{ kN/m}^3$), les pneumatiques usagés (Pneusol⁵, $\gamma \approx 12 \text{ kN/m}^3$), l'argile expansée ($\gamma \approx 6-8 \text{ kN/m}^3$), le polystyrène expansé ($\gamma \approx 0,2 \text{ kN/m}^3$ pour l'ensemble de la structure), les matériaux alvéolaires ultra légers (SAUL), voire les buses en ciment assemblées l'une sur l'autre en quinconce, permettant par exemple de rétablir une voie de circulation à un niveau proche du niveau initial.

T3-4. DOMAINE D'UTILISATION

Sont concernés par cette technique : les déblais, les déblais sur pente, parfois les glissements de versants naturels lorsque la masse de matériaux à stabiliser et la forme de la surface de rupture permettent l'application de cette technique. Dans le cas de

⁵ Marque déposée du LCPC.

remblais sur pente, la partie haute de la surface de rupture se situe, dans la grande majorité des cas, au niveau du remblai ; la solution consiste à éliminer une partie du corps du remblai et y substituer des matériaux légers. Cette technique ne s'applique pas s'il existe un risque de régression du phénomène vers l'amont ; elle reste limitée aux phénomènes de moyenne importance.

T3-5. CONCEPTION

Le dimensionnement d'un allègement en tête se fait par un calcul de stabilité global de la pente (méthode d'équilibre limite) en tenant compte de la modification géométrique apportée. La surface de rupture de référence est celle qui résulte des investigations géotechniques (inclinométrie, coupes de sondages, observations de terrain). On recherche généralement une amélioration du coefficient de sécurité de 20 à 30 % sur cette surface. Il est rare que l'application de cette seule technique conduise à de telles améliorations de la stabilité du fait du volume de terrassements très important nécessaire ; on associe donc le plus souvent d'autres techniques comme le drainage (fiches D) ou la butée de pied (fiche T1).

Une vérification devra être réalisée vis-à-vis des risques d'extension du glissement en amont du terrassement réalisé dans la pente (un renforcement par clouage peut parfois être nécessaire).

Enfin, un massif de matériau léger et déformable comme le polystyrène (CFTR, 2006), sous une chaussée notamment, est le plus souvent recouvert d'une dalle de béton qui répartit les charges. L'ouvrage doit être protégé par un drainage amont.

T3-6. MISE EN ŒUVRE

La mise en œuvre de la purge doit tenir compte de la nature des sols immédiatement en amont de celle-ci (talutage et renforcement éventuel à étudier) et doit être réalisée depuis le haut vers le bas.

La mise en œuvre de matériaux légers (polystyrène en particulier) est plus délicate que le terrassement classique (voir bibliographie). Un lit de pose est préparé et réglé soigneusement ; il est constitué par exemple d'une couche de matériau concassé 20/40 mm, de 10 à 20 cm d'épaisseur. Le raccordement entre le talus arrière et le remblai proprement dit peut être réalisé avec des chutes de polystyrène. Des contrôles spécifiques sont nécessaires : contrôle du matériau (masse volumique, résistance, déformabilité), dimension, découpe et assemblage des blocs.

T3-7. PÉRENNITÉ, PATHOLOGIE, MAINTENANCE

La purge en tête pose peu de problèmes de pérennité ou de maintenance : on s'assurera, lors de sa conception et de sa réalisation, de capter toutes les venues d'eau susceptibles de se produire. La mise en végétation doit être réalisée sitôt la fin du chantier (voir fiche S1 « protection de surface »).

Le polystyrène expansé comme d'autres matériaux alvéolaires est sensible aux ultra-violets et à la pollution par le fioul. Dans le cas de la mise en œuvre de polystyrène expansé, on doit s'assurer de la pérennité du parement par une visite ou inspection annuelle. L'étanchéité de la partie supérieure de la structure, en particulier contre les hydrocarbures, devra être assurée lors de la construction de l'ouvrage et au cours du temps.

Le remblai en pouzzolane nécessite un drainage très efficace, vis-à-vis des venues d'eau par en dessous ou latérales, afin d'éviter l'augmentation de teneur en eau et donc de poids volumique.

Pour les ouvrages importants (par leurs dimensions et par les enjeux qu'ils protègent), un **dossier d'ouvrage** doit être établi et tenu à jour, comprenant les éléments relatifs à l'efficacité de la stabilisation (on s'assure du bon fonctionnement du système par suivi visuel et par instrumentation éventuelle, inclinométrie notamment) et à l'état des ouvrages. Des inspections régulières doivent être effectuées ; la fréquence et la nature de ces inspections sont à définir en fonction de l'importance de l'ouvrage protégé.

T3-8. TECHNIQUES POUVANT ÊTRE ASSOCIÉES

La recherche d'un gain de sécurité de 20 à 30 % conduit bien souvent à un volume de terrassement trop important, qui fait rechercher une action complémentaire de type :

- drainage par tranchées, puits, drains subhorizontaux, etc ;
- terrassement en partie basse : butée de pied ;
- clouage, éventuellement.

T3-9. ÉLÉMENTS DE COÛT

Le choix de la technique se fait en tenant compte du matériel disponible et de l'expérience dans le domaine. Les prix pratiqués sont les prix classiques des terrassements : terrassements pour purge des matériaux à évacuer ($\approx 4 \text{ €/m}^3$). Le coût augmente notablement avec la distance de transport ; l'utilisation de pouzzolanes est de fait réservée aux régions productrices.

Le prix des ouvrages en matériaux allégés est naturellement plus élevé que celui des terrassements classiques :

- solution en polystyrène expansé ou matériau alvéolaire : environ 150 €/m^3 ,
- solution en Pneusol léger : environ 100 €/m^3 .

T3-10. EXEMPLES

Une instabilité a affecté la RN 88 au sud du Puy-en-Velay (Haute-Loire) se manifestant par d'importantes fissures englobant la totalité de l'emprise de la route sur une longueur de 100 m. La route a été traitée par de nombreux rechargements de matériaux

bitumineux au cours des années et les déplacements mesurés à son niveau étaient de l'ordre de 2 à 5 cm par an suivant la pluviométrie sur le site. La route est en remblai sur une hauteur de 6 mètres avec un accotement assez marqué (de quelques mètres de largeur). Ce remblai en matériaux sablo-argileux repose sur un versant incliné de 12 degrés et constitué de colluvions argileuses de 10 mètres d'épaisseur, avec un niveau de la nappe phréatique assez profond. Le substratum marneux compact est rencontré sous les colluvions. La mise en place du remblai a provoqué la rupture du sol support et la surface de rupture atteint dans le terrain naturel une profondeur de 9 à 10 mètres en crête de talus et de 4 mètres plus en aval.

Compte tenu de la profondeur des niveaux d'eau, la solution par drainage est difficile à concevoir. La position de la surface de rupture au sein des colluvions en aval du remblai et l'importante profondeur du niveau des marnes compactes rendent très difficile la mise en place d'un massif-poids en enrochements (assise instable de cette butée et risque de déclenchement de désordre plus en aval). La solution retenue a donc consisté en un allègement en tête de glissement par un terrassement de 4 mètres de hauteur au sein du remblai, terrassement d'autant plus important qu'il prend en compte la forte surlargeur du remblai côté aval. Au droit de la route, un massif à base de polystyrène expansé a été mis en œuvre (avec parement vertical) sur une hauteur de 3 mètres. Les conditions de stabilité ont été estimées de la manière suivante :

- état initial : $F = 1,13$
- solution purge en tête + remblai allégé : $F = 1,38$ (figure 11).

L'ensemble du dispositif a été complété par l'exécution de trois tranchées drainantes en épis de 4 mètres de profondeur à la base du mur et d'une tranchée d'un mètre de profondeur en amont de celui-ci (réalisation en 1996).

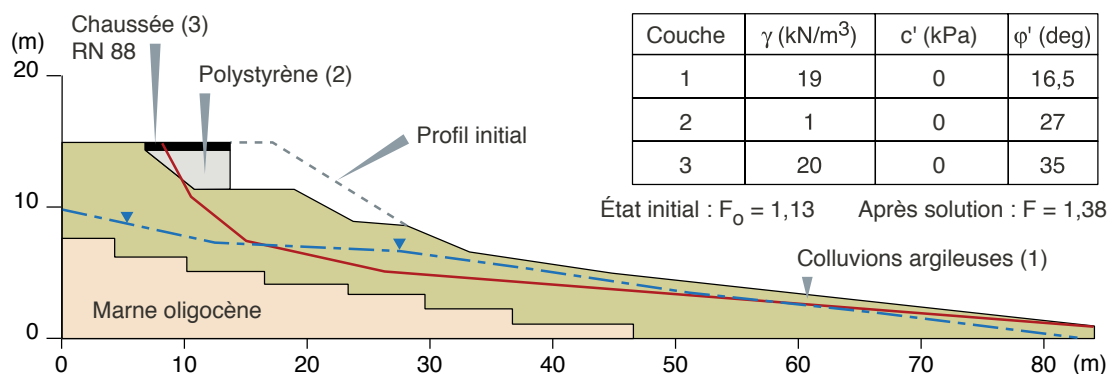


Figure 11. RN 88 Le Puy ; Solution adoptée

En 2001, aux environs du col du Mont-Cenis, la RN 6 a été endommagée sur une vingtaine de mètres de long au droit de l'escarpement de tête d'un glissement mobilisant la couverture d'éboulis schisteux. Une réparation par substitution de polystyrène expansé a été réalisée ; elle a permis de retrouver un coefficient de sécurité voisin de 1,5 (caractéristiques mécaniques adoptées pour le polystyrène : $c' = 0$ et $\phi' = 27$ degrés). Six lits de blocs de polystyrène, disposés en escalier, sont mis en place sur matériau drainant (figure 12).

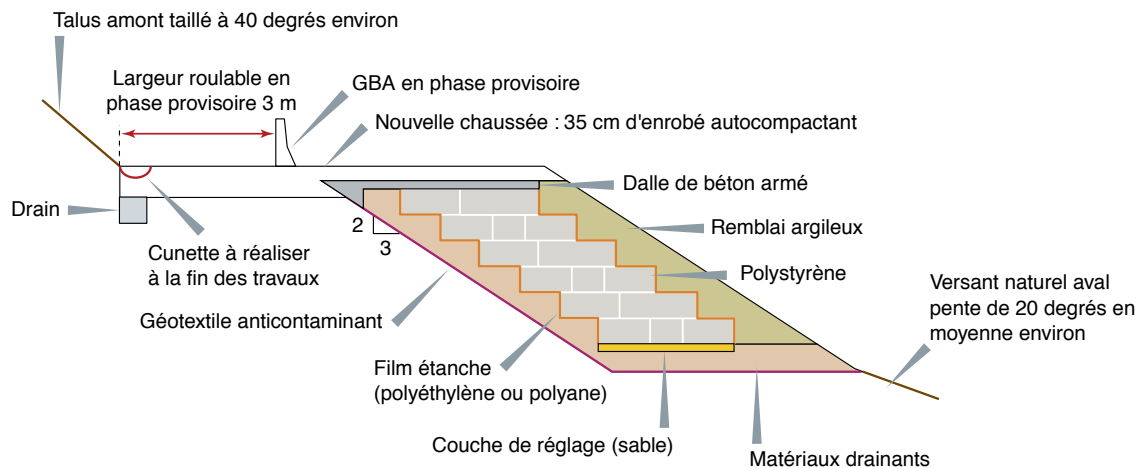


Figure 12. RN 6 col du Mont-Cenis.
Confortement par allégement en tête du glissement du Molin.

Un glissement survenu sur une route départementale à Urt (Pyrénées-Atlantiques) a été traité par mise en place d'un massif de 800 m³ de polystyrène expansé constitué de quatre lits de blocs de 50 cm de hauteur, associé à des tranchées drainantes. Le remblai allégé a été recouvert d'une dalle de béton légèrement armé, épaisse de 10 cm. Une protection argileuse a été mise en place sur le parement aval (Barthélémy *et al.*, 1985).

T3-11. BIBLIOGRAPHIE, RÉFÉRENCES PARTICULIÈRES

AFNOR Norme NF T 56-201, « *Plastiques – Matériaux alvéolaires rigides présentés sous forme de plaques de polystyrène expansé obtenues par moulage – Spécifications* », 1998.

Barthélémy J.-C., Ledoux J.-L., Carol C., « *Utilisation du polystyrène expansé pour la réparation d'un glissement de terrain à Urt* », Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° 137, 1985, pp. 28-32.

Bricout D., Dupressoir J.-L., Nguyen T. Long, « *Réparation d'un glissement par le Pneusol léger* », CR du 6^e Symposium international sur les glissements de terrain, Christchurch (Nouvelle-Zélande), vol. 1, 1992, pp. 671-675.

CFTR, « *Utilisation de polystyrène expansé en construction routière* », collection Guide Technique du Comité français pour les techniques routières, éd. Sétra, 2006.

Dubreucq T., « *Confortement d'un glissement de terrain important par la technique du pneu-sol* », travaux n° 859, 2009, pp.32-34.

LCPC, « *Utilisation de structures alvéolaires ultralégères en remblai routier* », collection Techniques et Méthodes des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 1992, 24 pages.

Nguyen T. Long, « *Le pneusol léger* », LCPC, Rapport des Laboratoires, Série GT n° 37, 1989, 51 pages.

Nguyen T. Long, « *Le pneusol léger et le glissement de Dommiers* », CR du Symposium international de la géologie de l'ingénieur et de l'environnement, Athènes, Balkema, vol. 1, 1997, pp. 529-533.

Tran Vô Nhiem, « *Exemples de confortement des déblais instables sur le chemin de fer transgabonais* », V^e symposium international sur les glissements de terrain, Lausanne, 1988.

Lors du terrassement du déblai D 38, haut de 18 m, un glissement s'est déclaré. Après un premier traitement par adoucissement de la pente, qui s'est révélé insuffisant, la solution définitive a consisté en un déchargement de 70 000 m³ en partie supérieure, accompagné d'une butée de pied de 40 000 m³.

T4

SUBSTITUTION ET MASQUE

T4-1. DÉFINITION - OBJECTIF

La substitution consiste à remplacer le sol initial par un matériau de bonne qualité, au niveau de la surface de rupture. Le masque est un volume de matériaux frottants et drainants mis en place en surface d'un talus, en substitution du sol naturel médiocre.

Le but de ces techniques est de stabiliser le glissement par une augmentation des efforts résistants, d'une part, par l'élimination partielle ou totale des sols médiocres en mouvement qui sont remplacés par des matériaux frottants et, d'autre part, par rabattement de la nappe vers l'intérieur du massif.

T4-2. PRINCIPE

Le principe de la substitution consiste à augmenter les efforts résistants le long d'une partie de la surface de rupture en remplaçant le matériau initial, de faibles caractéristiques mécaniques, par du matériau frottant (on vise des angles de frottement de 35 à 40 degrés).

Le masque est une substitution dont le rôle est toujours double : rabattre la nappe et remplacer un sol médiocre par un bon matériau.

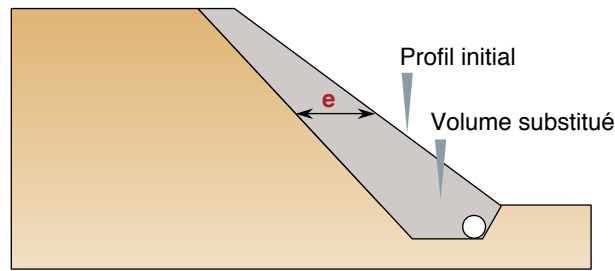
T4-3. DESCRIPTION

La technique de la substitution et du masque drainant consiste à évacuer tout ou partie des sols médiocres et les remplacer par des matériaux frottants (et drainants) jusqu'à un niveau inférieur à celui de la surface de rupture.

Le masque drainant est réalisé conformément à la figure 13 ; l'épaisseur médiane du masque est, en général, comprise entre le tiers et la moitié de la hauteur du talus.

L'apport peut être constitué :

- par des enrochements dont la granulométrie/blocométrie est comprise entre 100 et 800 mm (NF EN 13-383) ;



L'épaisseur médiane e du masque doit être comprise entre le tiers et la moitié de la hauteur du déblai

Figure 13. Schéma d'un masque drainant dans un déblai.

- par des graves propres de granulométrie 0/150 mm environ (avec un pourcentage de passant à 80 μm inférieur à 5% dans la fraction 0/50 mm ou une valeur au bleu du sol V_{BS} inférieure à 0,1g de bleu/100g de sol, afin d'assurer une bonne perméabilité) (NF EN 13-242) ;
- dans certains cas, par des produits bruts d'abattage de carrière (NF P11-300).

Un drain collecteur est placé à la base de la substitution. Les conditions de filtre doivent être respectées en fonction de la nature des matériaux en mouvement ; ces conditions de filtre sont d'autant plus nécessaires que le site, en amont, est sensible à des déformations liées à la perte d'éléments fins au sein du massif de substitution. Un géotextile ayant le rôle de filtration-séparation permet en général de respecter ces conditions de filtre.

Plusieurs dispositions sont envisageables :

- substitution linéaire généralement perpendiculaire à l'axe du glissement et sur toute la largeur de celui-ci, ou parfois sur une largeur inférieure ;
- techniques de bûches, contreforts, ou éperons qui sont des substitutions partielles utilisées généralement dans les pentes naturelles et les remblais ;
- masques employés principalement dans les déblais. La purge totale du terrain médiocre est parfois réalisée lorsque celui-ci occupe un volume très limité au sein d'une formation de meilleure qualité (poche argileuse).

T4-4. DOMAINE D'UTILISATION

Sont concernés par ces techniques, les remblais sur pente, les déblais et les déblais sur pente (le plus souvent en ce qui concerne les masques drainants) et les glissements de versants naturels lorsque la masse de matériaux à stabiliser et la profondeur de la surface de rupture permettent l'application de la technique.

L'utilisation de la substitution suppose vérifiés les critères suivants :

- présence de matériaux frottants à une distance économiquement acceptable de la zone instable ;
- possibilité de mise en œuvre de ces matériaux frottants dans la zone favorable (disponibilité en largeur, présence d'une couche compacte formant support, ...) ;

► assurance d'un appui de bonne qualité à une profondeur compatible avec celle atteinte par les engins classiques de terrassement (4 à 5 mètres au maximum). Il est possible, dans le cas où les déplacements induits restent dans une limite acceptable, de concevoir une préfouille de 1 à 3 mètres de profondeur à partir de laquelle sera réalisée la purge.

Ces techniques s'appliquent dans la stabilisation des glissements déclarés et dans la prévention de désordres.

T4-5. CONCEPTION

Le dimensionnement d'une substitution ou d'un masque drainant se fait par un calcul de stabilité global de la pente instable (méthode d'équilibre limite) en tenant compte de la modification locale ou non des caractéristiques mécaniques des sols (poids volumique, angle de frottement) et du rabattement local de la nappe.

Dans le cas d'un glissement déclaré, la surface de rupture étudiée est celle qui résulte de l'investigation (inclinométrie, coupes de sondages, observations de terrain) ; on recherche généralement une amélioration du coefficient de sécurité de 20 à 30 % sur cette surface.

Pour une substitution transversale, l'emplacement le plus judicieux se situe entre la moitié et le tiers inférieur du glissement ; la base du matériau substitué doit se trouver en dessous de la surface de rupture. On doit s'assurer que la surface de rupture ne risque pas de se développer dans la partie en amont de la substitution.

Lors de la conception d'un masque drainant dans une pente naturelle, il convient de réfléchir à la nécessité d'un fossé de crête captant et évacuant les eaux de ruissellement hors du masque (figure 14). Ce fossé étanche, situé nettement en arrière de la tête de talus, doit posséder une pente longitudinale assez forte, doit faire l'objet d'un traitement spécifique contre le ravinement et doit être correctement entretenu.

Dans la plupart des confortements de ce type, on recherche un ancrage de la partie substituée dans l'horizon stable et compact constituant la couche support.

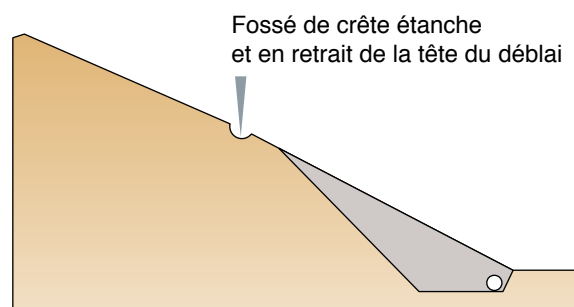


Figure 14. Disposition d'un masque drainant en pied de versant instable.

T4-6. MISE EN ŒUVRE

La réalisation de l'ancrage de la substitution nécessite le plus souvent l'exécution d'un terrassement, qui a tendance à affaiblir les conditions de stabilité en cours.

Dans le but de réduire ces effets négatifs sur l'augmentation de la vitesse des déplacements, on est, le plus souvent, obligé de procéder à des phases de terrassement par plots successifs : évacuation des matériaux instables et de la partie constituant l'ancrage du massif sur une certaine longueur puis remblaiement immédiat par les matériaux d'apport avec, le cas échéant, l'ajout du filtre et du drain collecteur. La largeur de ces plots doit être testée sur le terrain en fonction du problème rencontré et peut varier de l'ordre de 3 à 12 mètres.

Dans le cas d'un glissement déclaré, la substitution doit être réalisée d'autant plus rapidement que la vitesse de déplacement du terrain est élevée ou risque de l'être : pour cela, d'importantes capacités de terrassements sont nécessaires (nombre d'engins, puissance, temps de travail etc.). Si cela est possible (sauf contraintes d'accès ou autres), les terrassements sont le plus souvent attaqués par la zone la moins active du glissement, de manière à limiter les grands mouvements en cours d'exécution. Dans le cas où le profil en long de la substitution présente une pente, il est recommandé de commencer les travaux par la partie aval, de manière à permettre l'évacuation des eaux captées.

Le diamètre des drains devra prendre en compte les débits finaux à évacuer mais également les besoins spécifiques de drainage de la surface terrassée durant la phase de travaux.

Un contrôle de la mise en œuvre (respect des caractéristiques géométriques, de la qualité des matériaux d'apport, de l'état du fond de fouille...) doit être assuré par le maître d'œuvre.

T4-7. PÉRENNITÉ, PATHOLOGIE, MAINTENANCE

Les substitutions posent peu de problèmes de pérennité ou de maintenance : on s'assurera, lors de leur conception, de l'insensibilité au gel et de l'absence d'évolution des matériaux sous différents effets au cours du temps (altération).

Pour les masques drainants, une visite annuelle des fossés et des regards sur les collecteurs de drains de pied est à prévoir avec un nettoyage si nécessaire. Un curage de ces drains est à envisager tous les 4 à 5 ans.

Dans le cas d'un glissement de fort volume et impliquant un risque important, l'ensemble des données relatives aux observations et au suivi dans le temps des différents paramètres sera consigné dans un « **dossier d'ouvrage** ». Celui-ci inclura notamment le contrôle du mouvement dans le temps, par suivi visuel ou par instrumentation éventuelle (topographie, inclinométrie).

T4-8. TECHNIQUES POUVANT ÊTRE ASSOCIÉES

Aux substitutions, on peut associer la plupart des techniques de drainage à l'aide de tranchées et d'éperons drainants (voir fiche D1 « Tranchées drainantes et éperons drainants »). Les matériaux mis en œuvre dans la substitution sont drainants et il convient de prévoir un exutoire aux eaux ainsi captées.

Dans certains cas, la substitution seule peut être insuffisante pour stopper le glissement ; on peut compléter le système par un massif-poids prenant appui sur la substitution et venant épauler la structure instable située immédiatement en amont (figure 15). Ce procédé est utilisé fréquemment dans les stabilisations de remblais sur pentes, la partie « aérienne » du massif-poids s'appuyant sur le talus du remblai.

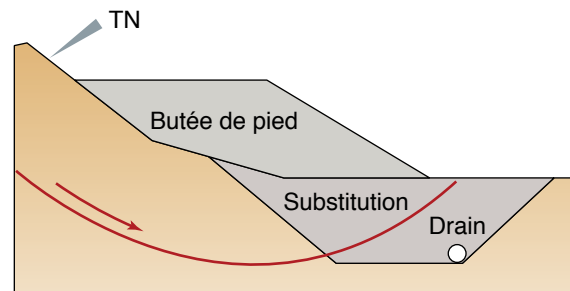


Figure 15. Un massif-poids vient compléter l'effet de la substitution.

T4-9. ÉLÉMENTS DE COÛT

Le choix de cette technique se fait en tenant compte des matériaux disponibles et de l'expérience dans le domaine. Les prix pratiqués sont les prix classiques des terrassements :

- terrassements, évacuation des déblais, toutes les fournitures et mise en œuvre de géotextile, drain et matériau granulaire d'apport extérieur pour exécution d'un masque drainant : 19,00€/m³ (moyenne des prix nationaux, Sétra 2007) et 14,14 €/m³ (moyenne des prix nationaux, Sétra 2008).

Ou, plus spécifiquement :

- fourniture à pied d'œuvre et mise en œuvre d'enrochements : 27,80 €/m³ (moyenne des prix nationaux, Sétra 2007) et 32,40€/m³ (moyenne des prix nationaux, Sétra 2008) ;
- fourniture et pose de géotextile, de l'ordre de 1,00 €/m² (moyenne des prix nationaux Sétra 2007 et 2008).

T4-10. EXEMPLES

À l'automne 1994, à la suite d'une longue période pluvieuse, la RD 753 près de Corent (Puy-de-Dôme) a été coupée par une instabilité qui a affecté le versant naturel sur une longueur de 80 mètres. La route est en remblai de 1 à 3 mètres de hauteur sur une pente douce constituée de colluvions marneuses de 2,5 à 6,5 mètres d'épaisseur, reposant sur des marnes en place compactes. La profondeur des niveaux d'eau ne permettait pas une solution par drainage suffisamment efficace. La profondeur importante du substratum marneux (6,5 m) au droit de la route et la menace que créait le phénomène vis-à-vis d'une maison d'habitation

située sur le côté et légèrement à l'aval ont conduit à une solution de substitution des matériaux instables dans une zone où les marnes en place étaient rencontrées à 5 mètres de profondeur. Cette solution a été appliquée sur la largeur du glissement, à une distance de 10 à 25 mètres du pied du remblai routier. Un pré-terrassement de 1,5 mètre de hauteur a été réalisé sur 13 mètres de largeur ; une substitution des colluvions marneuses a été réalisée ensuite, à l'aide de blocs basaltiques de granulométrie 100/500 mm environ, sur une épaisseur de 4,5 mètres, avec un ancrage de 1 mètre sur 4 mètres de largeur dans les marnes en place (figure 16). Le calcul dans de telles conditions montre une amélioration de la stabilité de 30 %. Ces terrassements ont été réalisés par plots successifs de 5 mètres de longueur avec une pelle mécanique de grande puissance et un exutoire (tranchée drainante) a été réalisé en phase préliminaire pour les eaux captées par la substitution. Le remblai routier affecté par les désordres a été remis en état après l'exécution de la substitution.

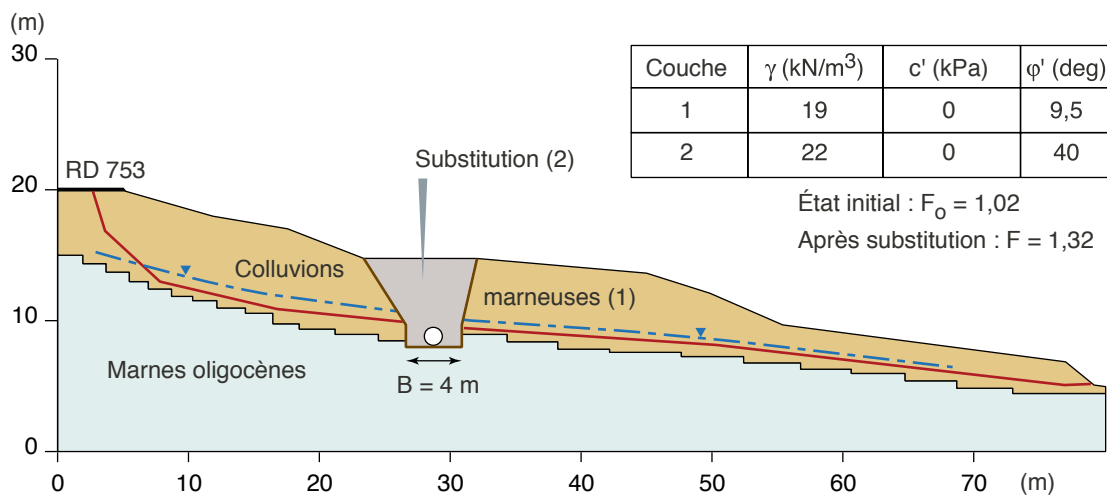


Figure 16. Glissement de la RD 753 à Corent : solution adoptée.

Une solution du même type que la précédente a été mise en œuvre dans le cas d'une instabilité affectant la ligne SNCF Clermont-Ferrand-Lyon près de Lezoux (Puy-de-Dôme). Le remblai était de hauteur plus importante (7 à 8 m) et l'épaisseur de formations instables plus importante à l'aval immédiat du remblai (6 m). La substitution a été réalisée une vingtaine de mètres en aval, en un point où le substratum (sables argileux compacts) était plus facilement atteint par les pelles mécaniques, permettant, de ce fait, un bon ancrage des enrochements. Un chargement avec des matériaux du site a été réalisé entre la substitution et le pied de remblai sur une épaisseur de l'ordre de 1,5 m afin d'éviter tout risque de voir la surface de rupture se relever en amont de la substitution (figure 17).

Un exemple un peu particulier est celui du glissement ayant affecté en 1998 un talus de déblai de pente 2V/1H, haut d'une dizaine de mètres, lors du chantier autoroutier près de Villedieu-les-Poêles dans la Manche. Il s'agissait d'un glissement rocheux sur un joint de stratification argileux, de pendage 13-14 degrés, et laissant subsister un escarpement arrière vertical de 4 m de haut environ. La solution a été d'évacuer l'ensemble des matériaux glissés, de détruire le plan de glissement en réalisant une surface de forte rugosité, et de replacer les déblais sous forme de matériau granulaire (afin d'assurer la stabilité de l'amont).

L'élargissement et le réalignement de la route départementale 991, dans l'Ain, ont nécessité la réalisation de déblai de 4 m de hauteur verticale moyenne, dans un dépôt morainique constitué d'argiles à blocs. Le dépôt est adossé au flanc d'un anticlinal de calcaire jurassique découpé par un réseau de failles transverses à l'axe de la chaussée. Des niveaux de source en relation avec la présence des failles affectent la stabilité des pentes argileuses.

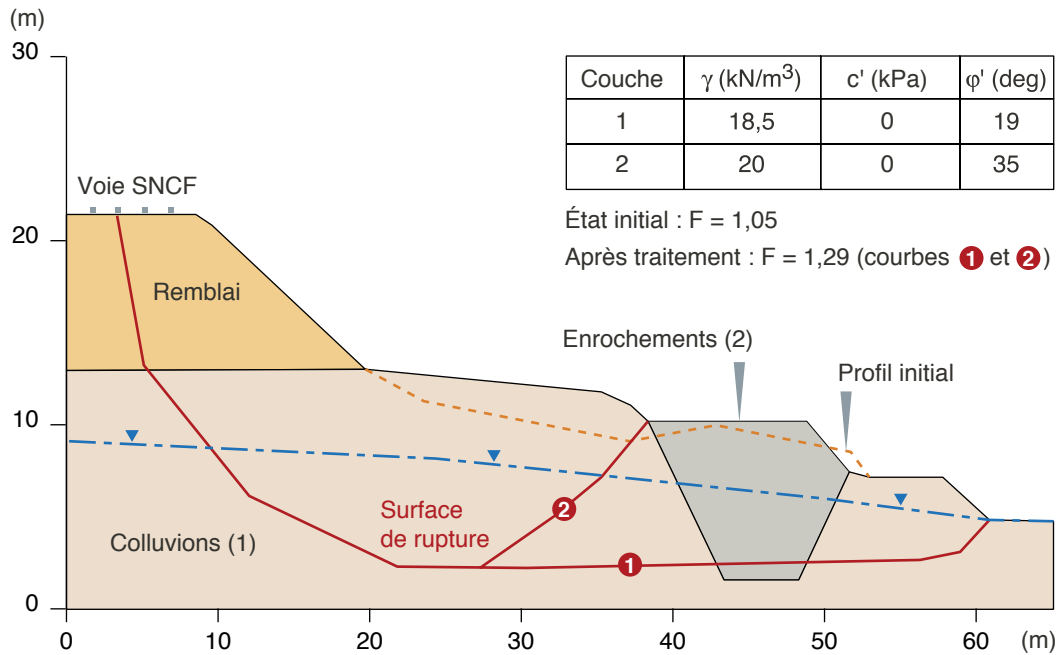


Figure 17. Ligne SNCF à Lezoux (Puy-de-Dôme). Solution de substitution adoptée.

Le talutage a été réalisé par plots avec mise en place d'un masque drainant, complété d'une butée de pied au niveau du fossé qui est remplacé par un drain de gros diamètre, conformément aux dispositions des figures 14 et 15, pour éviter le fluage du pied de talus observé sur d'autres talus de cet itinéraire, situés dans les mêmes conditions hydrogéologiques (figure 18).

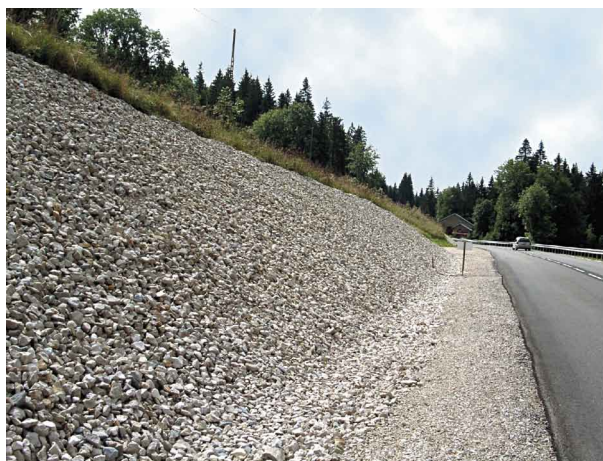


Figure 18. RD 991 (Ain) masque drainant avec butée et drain longitudinal de pied

T4-11. BIBLIOGRAPHIE, RÉFÉRENCES PARTICULIÈRES

AFNOR NF P 11 300, « *Classification des matériaux utilisables dans la construction des remblais et des couches de forme des infrastructures routières* », 1992.

AFNOR NF EN 13 383, « *Enrochements – Spécification* », 2003.

AFNOR NF EN 13 242, « *Granulats pour matériaux traités aux liants hydrauliques et matériaux non traités* », 2008.

Comité Français de Géosynthétiques – *recommandations pour l'emploi de géotextiles*.

Sétra, « *Drainage routier* », collection Guide technique, 2006, 92 pages.

Fascicule 2

PROTECTIONS DE SURFACE

Les protections de surface sont utilisées en complément d'autres techniques de stabilisation. Si elles n'ont en général qu'un rôle d'appoint, elles ont aussi pour but de limiter les désordres superficiels des pentes et talus. En effet, les phénomènes d'érosion superficielle peuvent à terme favoriser une instabilité de plus grande ampleur. Ils engendrent également des dépôts à l'aval qui peuvent représenter une véritable nuisance.

Dans le cas des ouvrages de déblai, par exemple, les désordres généralement constatés consistent en des coulées et glissements des talus et en une érosion ravinante.

La figure 19 illustre un exemple d'évolution des talus de déblais due à la perturbation du régime hydrogéologique. La nappe est rabattue par la tranchée. Dans un premier temps, elle ressort dans la pente puis finalement se stabilise vers le bas de pente. Alors peuvent apparaître des glissements superficiels et des rigoles d'érosion.

Lorsque le sol de la pente est une superposition de couches de perméabilités différentes, ce sont les couches perméables qui contrôlent l'initiation de l'instabilité (figure 20), par suite du flux d'eau interne au terrain.

L'instabilité peut se manifester au niveau d'une source, par résurgence d'une nappe phréatique.

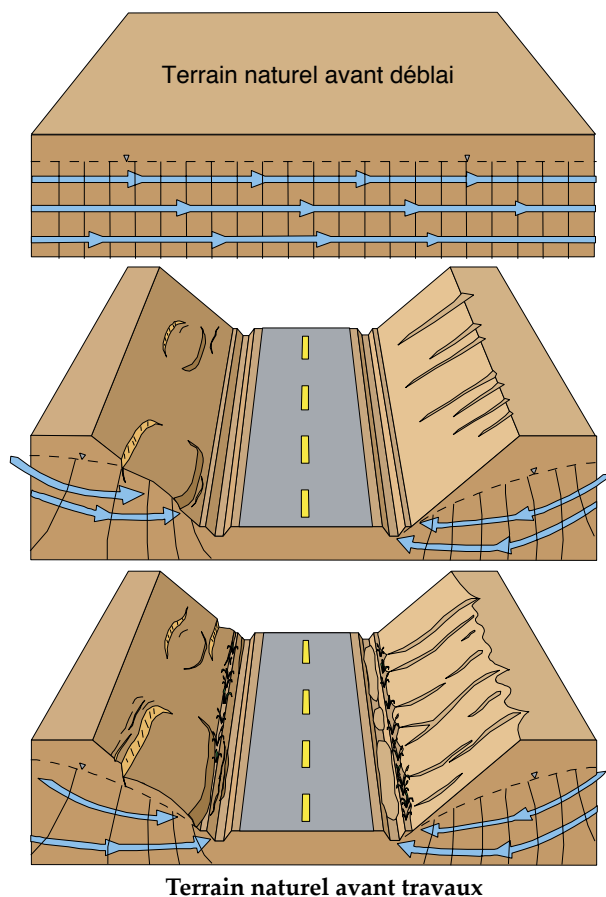


Figure 19. Évolution de l'érosion lors de la rencontre d'une nappe

L'érosion interne apparaît aussi sous d'autres formes, comme l'entraînement, le débouillage, l'érosion régressive, la dissolution. Dans tous les cas, les émergences peuvent donner lieu à une érosion de la surface de suintement par entraînement des fines et à des solifluxions lors des cycles climatologiques (gel-dégel, sécheresse/humidification).

Un phénomène bien connu de l'entraînement hydraulique est le soulèvement hydraulique, ou « boulanges », ou « renards ». Ce phénomène apparaît quand une nappe sous pression est interrompue par des travaux (figure 21). La mise en œuvre d'un drainage permet de diminuer le risque d'instabilités (voir fiches D1 « Tranchées drainantes et éperons drainants » et D4 « Assainissement de surface »).

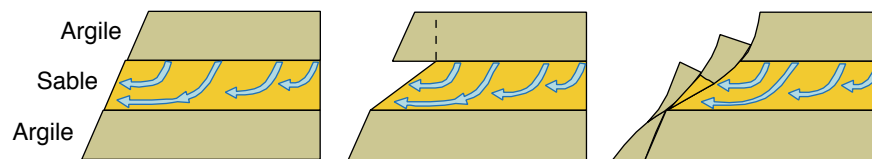


Figure 20. Exemple de talus érodé par une nappe perchée

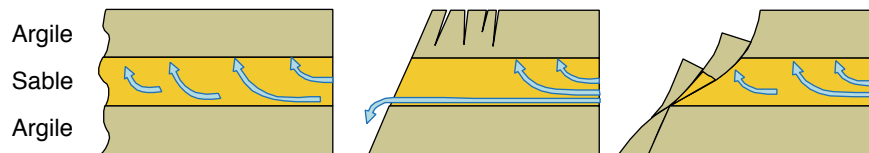


Figure 21. Exemple de talus routier érodé par une nappe artésienne

Listes des fiches

FASCICULE 2 – PROTECTIONS DE SURFACE

S1 – Protection de surface par végétalisation

S1

PROTECTION DE SURFACE PAR VÉGÉTALISATION

S1-1. DÉFINITION - OBJECTIF

La protection des surfaces s'applique en premier lieu aux pentes naturelles mais aussi aux surfaces des talus des ouvrages en terre tels que déblais, remblais, digues, berges de rivières ou de canaux, etc.

Les protections de surface consistent le plus souvent :

- soit à recouvrir la partie superficielle du sol par une couverture végétale (gazon, massifs végétaux, arbustes, etc.),
- soit à mettre en place sur la surface du sol une protection continue à l'aide de produits manufacturés (géotextiles, bionattes, etc.).

Accessoirement on peut également envisager :

- d'épandre sur la surface à protéger une couche de matériaux granulaires liés (béton projeté) ou non liés (granulats, empierrement, enrochement),
- de modifier directement les caractéristiques géotechniques du sol concerné par ajout de fibres (texsol) ou par traitement à l'aide d'additifs (chaux, ciment, etc.), cette dernière technique s'appliquant plus particulièrement aux talus des remblais routiers ou assimilés.

L'objectif des protections de surface au moyen de techniques végétales, de géosynthétiques ou autres est de limiter le ruissellement, l'érosion et le ravinement. Outre l'impact négatif sur la qualité visuelle, les dégradations de surface risquent d'entraîner à plus ou moins long terme la formation de glissements superficiels importants, voire plus profonds. Un second objectif est de réduire l'infiltration des eaux de pluie.

S1-2. PRINCIPE

La végétation herbacée ou ligneuse constitue pour les pentes naturelles la protection la plus courante. La végétation intercepte les gouttes et absorbe l'énergie de la pluie ; il y a disparition de l'effet de battance, c'est-à-dire du choc destructeur des gouttes de pluie sur le sol. La végétation ralentit la vitesse du ruissellement. Elle consolide le

sol par son système racinaire, qui retient les particules minérales et qui stabilise et ancre le sol en profondeur. Par évapotranspiration, la végétation entraîne également un abaissement de l'humidité du sol, qui peut être sensible dans le volume de sol exploré par les racines. Cela permet aussi en cas de sécheresse de conserver une meilleure intégrité de la surface (limitation de la fissuration).

L'objectif des techniques artificielles de protection de surface est :

- prioritairement de suppléer la végétation, soit en l'absence de celle-ci, soit pendant la phase préliminaire de germination et de croissance quand le sol est encore nu,
- éventuellement de jouer à plus long terme un rôle équivalent ou complémentaire à la végétation en place.

Pour cela, les techniques développées copient les fonctions réalisées naturellement par la végétation. Ces techniques vont généralement agir sur des facteurs tels que la résistance intrinsèque du sol et l'état de surface du sol.

S1-3. DESCRIPTION

Le choix entre les différentes techniques de protection disponibles est fonction des conditions géométriques locales (inclinaison de la pente, importance de la surface à recouvrir), de la nature lithologique du sol (rocheux, meuble, grossier, fin), mais également de l'accessibilité de l'ouvrage et des conditions environnementales et climatiques.

S1-3.1. Végétalisation

Dans le cas des pentes naturelles, les solutions sont essentiellement végétales, puisque le terrain est en général peu perturbé. Le choix des variétés de végétations herbacée et ligneuse est important ; il tient compte des conditions climatiques et physiques du site et du type de gestion de la parcelle.

Pour la végétation herbacée, le mélange est en général à base de graminées et légumineuses à installation rapide et croissance lente. Les semences auront des qualités fourragères si l'entretien passe par l'ouverture au pâturage. Même dans le cas où le terrain dispose du substrat permettant le développement de plantes, le processus de végétalisation est un phénomène souvent lent, avec une période pendant laquelle les plantes ne jouent pas efficacement leur rôle de contrôle de l'érosion et même risquent de voir leur croissance compromise par tout incident climatique. Pendant cette période, une couverture de paille ou une projection de fixateur et de conditionneurs facilitent la stabilisation.

Pour la végétation ligneuse, le choix entre la nature arbustive ou arborée dépend en partie de la pente. Le processus de croissance peut être lent ; il faut parfois 10-15 ans pour avoir 50 % de la résistance maximale et 25 ans pour la totalité. À noter que l'implantation d'arbres ou d'arbustes déjà matures ne résout pas totalement le problème car il est nécessaire que le système racinaire pénètre le massif environnant et que la balle de terre entourant l'arbre atteigne une compacité équivalente à celle du massif environnant.

S1-3.2. Stabilisation et végétalisation par des ouvrages de génie biologique

La végétalisation en courbe de niveau résultant de la pose de fascines (figure 22) agit essentiellement sur la stabilisation des sols, sur le ruissellement et le transport des sédiments. Ces ouvrages ont un rôle de soutènement léger de nature biologique, utilisé pour la correction de versants sur tout type de terrain. Le choix des espèces (arbustives) à capacité de rejet et à enracinement fort assure une stabilité en profondeur des terrains en pente.

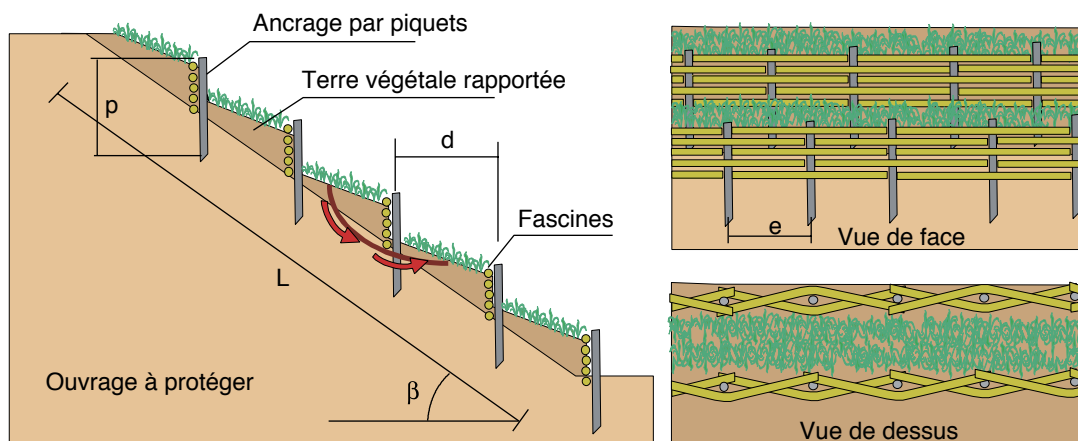


Figure 22. Fascinage - les fascines sont parfois remplacées par des banquettes grillagées (dénivelée entre banquettes : 2,5 à 3 m).

S1-3.3. Mise en place d'un géosynthétique

L'utilisation des géosynthétiques est très répandue sur les berges et sur les talus fragilisés, à des fins de prévention ou de réparation des glissements de surface limitée. La gamme de géosynthétiques disponibles est vaste (CFG, 2003). On peut définir trois grandes familles :

- géosynthétique unidimensionnel se présentant sous forme de fils,
- géosynthétique bidimensionnel, ou en nappe,
- géosynthétique tridimensionnel, qui contient du sol ou un matériau.

Un géotextile tridimensionnel sera plus apte à traiter le problème en profondeur qu'un géotextile unidimensionnel ou même bidimensionnel. Il est possible de réaliser de nombreuses combinaisons pour créer des complexes profitant des caractéristiques propres à chacun des différents géosynthétiques.

Les *systèmes de confinement géoalvéolaire*, de type tridimensionnel, se présentent sous forme de cellules ou alvéoles regroupées ressemblant à des « nids d'abeilles » (CFG, 2003). La taille de ces cellules, dans lesquelles va être confiné le sol, peut varier en épaisseur et en largeur. Leur fonction essentielle est de stabiliser le sol sur quelques centimètres de profondeur.

Les *nattes de renforcement*, d'épaisseur généralement centimétrique, présentent une structure fibreuse ouverte, permettant un remplissage aisé en sol et semences végétales.

Outre leur action de stabilisation du sol en surface, ces nattes limitent, par leur réseau fibreux, l'effet de l'impact des gouttes de pluie et agissent contre le ruissellement. Deux familles de produits sont disponibles : les *bionattes* biodégradables faites à partir de fibres naturelles comme le jute, le chanvre, etc. et les *géonattes* pérennes réalisées à partir de grosses fibres (crins) synthétiques liées sous forme de grilles souples.

Les *géosynthétiques de protection* peuvent également être des bionattes biodégradables ou des géonattes pérennes. Leur fonction est d'assurer une protection superficielle contre l'effet de la pluie. Le géosynthétique est placé en couverture au-dessus du sol ensemencé. Ses ouvertures, plus petites que pour les nattes de renforcement, doivent cependant permettre la croissance des plantes au travers de la nappe. Différentes structures bidimensionnelles peuvent correspondre à cette utilisation : géogrilles ou géofilets, tissés, non-tissés.

S1-3.4. Imperméabilisation de surface

L'application d'une couche de béton projeté sur une pente entraîne une réduction importante de l'infiltration des pluies et protège de l'érosion. C'est principalement pour ce deuxième effet qu'il est employé abondamment dans des pays à fortes précipitations (Brésil, Venezuela, Hongkong, etc.). En France métropolitaine, le béton est plutôt utilisé sur les pentes fortes, donc aux parois rocheuses où il est utilisé à titre préventif. Ses principaux inconvénients sont qu'il supporte mal les déformations et qu'il est bien souvent inesthétique (malgré des colorations possibles). En tout état de cause, des barbacanes doivent être prévues en quantité suffisante.

L'utilisation de feuilles plastiques peut être préconisée en phase provisoire, après un glissement de faible superficie, pour empêcher immédiatement l'infiltration des eaux de pluie.

S1-4. DOMAINE D'UTILISATION

Les surfaces dénudées des pentes fragilisées par un glissement sont sensibles à l'érosion du fait de :

- la nature des matériaux, notamment les sols fins, cohérents ou non,
- la géométrie de la pente et ses défauts (contre-pentes pouvant retenir l'eau, etc.),
- la sensibilité aux effets climatiques tels que ravinement, gonflement et retrait.

$\tan\beta$	Stabilité du sol d'apport
$> 2/3$	Aléatoire
$2/3$	Faible
$1/2$	Moyenne à bonne
$1/3$	Élevée

Les techniques de végétalisation sur terrain nu nécessitent parfois l'apport de terre végétale. Se pose alors un problème de stabilité et d'accrochage de cette terre végétale

qui peut présenter des difficultés de maintien (tableau ci-dessous). Au-delà d'une pente de 2/3 ($\tan\beta = V/H$), il ne peut être envisagé que l'emploi d'additifs structuraux naturels ou géosynthétiques.

Les techniques de protection citées précédemment peuvent être appliquées en méthode préventive ou curative.

S1-5. CONCEPTION

La pente et la longueur de pente conditionnent la stabilité superficielle et donc le choix des techniques de correction. Pour les pentes les plus longues, la création de risbermes limitera les efforts à reprendre le long de la pente et facilitera l'accès pour l'entretien.

La végétalisation herbacée peut juguler les processus d'érosion jusqu'aux pentes fortes à condition que la texture (granularité), la structure, la perméabilité et la compacité soient compatibles avec un bon ancrage des racines. Une longueur de pente dépassant 10 à 15 m rend la végétalisation herbacée difficile ; il faut mettre en place des systèmes pour briser la vitesse des eaux de ruissellement.

L'apport de résistance par la végétation ligneuse se fait de deux manières (figure 23.a et b) :

- augmentation de la résistance au cisaillement du sol dans la zone cisailée,
- ancrage de la couche en mouvement par les racines.

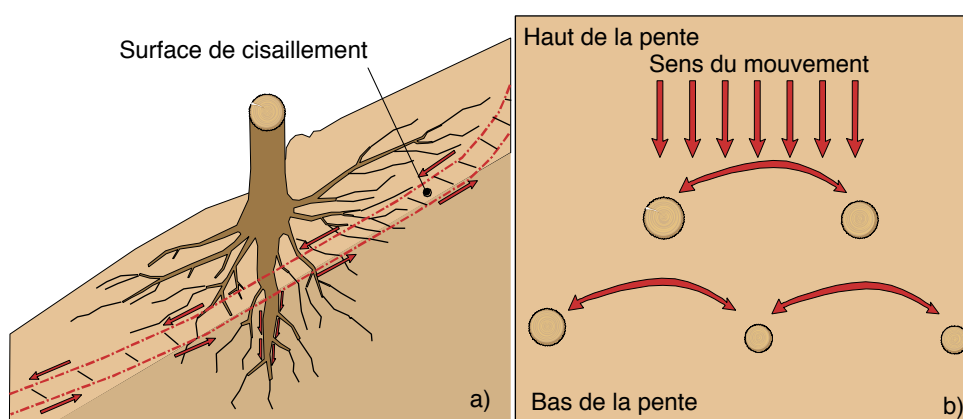


Figure 23. Stabilisation de pente par le système racinaire de végétaux ligneux

La présence de racines améliore de façon notable la résistance au cisaillement des sols superficiels. Elles créent une cohésion apparente dans les sols sableux possédant peu ou pas de cohésion intrinsèque. Le soutènement est l'action par laquelle le tronc d'un arbre bien implanté empêche une couche de sol qui se trouve immédiatement en amont de lui, de glisser plus bas (figure 23.a). L'effet de voûte se produit lorsqu'une masse de sol superficielle en déséquilibre est retenue par une série de tronc d'arbres suffisamment rapprochés pour que la masse de sol ne puisse pas fluer entre les troncs (figure 23.b).

Lorsque l'on utilise des fascines ou des palissades, l'enfoncement des piquets doit être profond pour limiter les glissements de peau. Ces techniques conviennent

aux pentes fortes à très fortes (jusqu'à 1/1), de longueur importante et pour de grandes surfaces.

Pour les techniques géosynthétiques, la vérification de la stabilité (en glissement plan) est complétée par celle des liaisons internes et inter-panneaux. Généralement, un ancrage en tête reprend tout ou partie de l'effort de glissement et un épinglage espacé le long de la pente repartit la reprise de l'effort tangentiel, si nécessaire (figures 24 et 25).

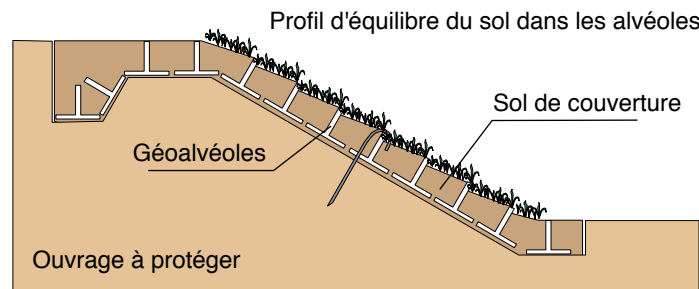


Figure 24. Géométrie d'une pente recouverte de géoalvéoles

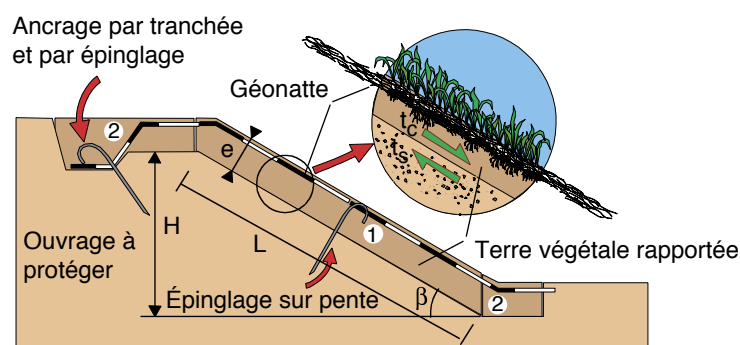


Figure 25. Stabilité d'une géonatte

En cas d'utilisation temporaire, des bio-nattes peuvent être utilisées. Le problème réside alors dans l'assurance d'obtenir une végétation stable avant dégradation significative de la bionatte.

S1-6. MISE EN ŒUVRE

S1-6.1. Préparation du support

Le support ne nécessite pas de travail particulier en vue de la végétalisation. Cependant, si le substrat est majoritairement minéral, en plus de l'apport de terre végétale, on peut recommander un épierrage sommaire ou un concassage. Une certaine hétérogénéité du support favorise l'installation des plantes (microreliefs, chenillage ou griffage aux dents de pelle perpendiculairement à la pente).

La mise en place d'ouvrages à base de fascines ou de palissades nécessite un remodelage de la pente en mini-terrasses, qui est réalisé à l'avancement.

Pour l'installation d'une natte ou d'un géosynthétique de protection, le terrain doit être correctement préparé pour que la toile adhère le plus possible au sol. La qualité de l'interface entre la natte et le sol de base est fondamentale, si l'on veut éviter tout risque d'écoulement préférentiel et de lessivage dans cet espace. Si la toile n'est pas plaquée sur la pente, après plusieurs saisons le matériau devient fragile et peut se déchirer s'il a été mis en traction.

Les géoalvéoles avec leur matrice de sol confiné présentent une souplesse médiocre en flexion. Leur aptitude à s'adapter à une surface présentant des ondulations est donc faible.

S1-6.2. Fixation sur le support

Pour la végétalisation herbacée, la fixation du semis dépend du mode d'ensemencement. En semis manuel, on protège rarement le semis si ce n'est par paillage. Pour le semis hydraulique, la protection est assurée par des apports de fixateurs.

La mise en place d'un géosynthétique se fait généralement par déploiement de la nappe sur le talus à protéger, avec un ancrage en tête de talus et un épinglage latéral. L'épinglage, effectué par piquetage, a pour but d'assurer la résistance au glissement et un placage régulier de la natte sur le sol support.

S1-6.3. Facilité de mise en œuvre

Pour la végétation herbacée, le type d'ensemencement est fonction des surfaces à traiter. En dessous d'un hectare, on préférera le semis manuel, en veillant à procéder par geste croisé pour une meilleure couverture et homogénéité du semis. Pour les surfaces importantes, le semis se fera par projection hydraulique (hydroseeding). Dans la cuve sont mélangés les semences, les fixateurs, l'engrais et l'amendement organique.

Le semis hydraulique est la technique la plus rapide et la moins coûteuse : avec une cuve de 2000 l, on traite jusqu'à 5000 m². Si le site est difficile d'accès, on peut adapter des rallonges à l'engin (600 m vers le bas, 400 m vers le haut).

Les semences peuvent être déposées avant la pose du géosynthétique, c'est-à-dire mélangées à la terre d'apport, ou projetées par hydroseeding.

La plantation d'arbres et la réalisation de fascines et autres ouvrages de génie biologique demandent l'emploi de moyens humains et matériels plus importants mais d'utilisation classique chez les paysagistes.

La mise en œuvre des produits géosynthétiques s'effectue sans matériel spécifique.

S1-6.4. Apport de matériau extérieur

Dans la plupart des cas de végétalisation sur pente naturelle, l'apport de terre végétale est superflu. Dans le cas des déblais, l'apport de matériaux est le plus souvent nécessaire et on tiendra compte dans la sélection de leur provenance de la qualité souvent médiocre de ces sols d'apport. Des épaisseurs de l'ordre de 0,10 ou

0,20 m sont alors préconisées. Les structures bidimensionnelles sont généralement recouvertes ou remplies de terre végétale sur quelques centimètres. Les complexes alvéolaires sont remplis sans compactage d'une couche de terre végétale ou de granulats plus épaisse que la nappe.

S1-7. PÉRENNITÉ, PATHOLOGIE ET MAINTENANCE

Les techniques de protection de surface nécessitent généralement peu d'entretien. C'est surtout durant la phase qui suit l'installation que la situation est délicate. La phase de transition où la végétation s'installe présente une certaine sensibilité aux aléas climatiques : une attention particulière est donc nécessaire. La garantie du fournisseur et du poseur doit couvrir au minimum deux années. Le gestionnaire devra assurer un suivi adapté pendant au moins deux ou trois ans (Sétra, 1994). Par la suite, la remise en état s'effectue simplement par replantation ou réparation des ouvrages.

S1-7.1. Fauchage, débroussaillage, élagage

Cet entretien est fonction :

- des problèmes de sécurité (talus routier : problème lié à la visibilité ou incendie),
- de l'aménagement paysager voulu,
- du choix des espèces semées ou plantées.

On veillera aussi à ce que la végétation plantée n'envahisse pas les caniveaux d'évacuation des eaux superficielles ou de drainage.

La hauteur de coupe de la végétation herbacée est de 5 à 8 cm ; une coupe trop rase risque d'entraîner une détérioration du tapis végétal. Pour les ouvrages comprenant des nappes géosynthétiques, le fauchage est possible mais de grandes précautions doivent être prises dans les premières saisons car une nappe détruite localement se déchirera.

La fascine est un ouvrage vivant ; si le taux de reprise initial est suffisant, l'entretien se résume à quelques compléments de bouturages ou de plantations.

S1-7.2. Durabilité

Le matériel végétal est choisi de sorte qu'une couverture pérenne du sol se forme. Pour la végétation ligneuse, l'état de santé des racines est déterminant sur la stabilité. Différentes études montrent que l'effort de rupture (par déchaussement) est d'un tiers plus faible en cas de pourriture des racines que chez les arbres sains (Reiffsteck, 2003). La perte de résistance des racines d'arbres après coupe est un des mécanismes importants qui conduisent à des affaissements de pente et des glissements de terrain : on considère que 50 % de la résistance due aux racines est perdue dans les deux ans après la coupe.

La durabilité de la protection géosynthétique dépend de la nature du matériau constitutif. Dans le cas d'un renforcement permanent, il faut s'assurer que le géosynthétique reste couvert par le sol d'apport. Si elles restent continûment

enfouies, les alvéoles sont protégées des dégradations dues aux rayons UV. Pour un renforcement temporaire, les bionattes ou géonattes biodégradables peuvent remplacer partiellement les géonattes synthétiques, comme substitut au tissu racinaire. La toile de jute a une durée de vie de 3 à 5 années selon le milieu et les conditions climatiques, la protection du sol est ensuite assurée par la couverture herbacée pérenne qui s'est développée.

S1-7.3. Irrigation/arrosage, rétention d'eau

L'irrigation ou l'arrosage sont rarement prévus dans les cas classiques de végétalisation.

Un des intérêts de la végétation réside dans son potentiel de rétention d'eau. De même, les bionattes sont capables de stocker directement l'eau grâce aux fibres le long du profil. Le taux de rétention d'humidité peut atteindre plus de 300 %. Cette eau est progressivement restituée à la végétation ou évaporée.

S1-8. TECHNIQUES POUVANT ÊTRE ASSOCIÉES

Les techniques de la présente fiche sont le plus souvent complémentaires des techniques classiques ; elles sont particulièrement bienvenues en correction de glissements superficiels déclarés et après des terrassements importants (fiches T1 à T4), et en association avec un assainissement de surface (fiche D4).

S1-9. ÉLÉMENTS DE COÛT

Engazonnement par semis simple : 0,1 à 0,4 euros par m² (semis hydraulique : 0.6 à 1 € / m²).

Tonte au girobroyeur : 0,1 € par m².

Fauchage manuel 0,5 € par m².

Fascines et banquettes grillagées : 40 à 50 euros par mètre de longueur ; ce prix peut être multiplié par un facteur deux dans le cas de ravines difficiles d'accès

Géosynthétiques : 1,50 à 10 euros par m². Leur coût les confine donc aux cas de petits glissements.

Plantation d'arbustes : 2€ / plant

S1-10. EXEMPLES

La végétalisation est une technique très utilisée dans toutes les régions, compte tenu notamment de son rôle paysager.

S1-11. BIBLIOGRAPHIE, RÉFÉRENCES PARTICULIÈRES

Comité français des géosynthétiques – CFG, « *Guide pour l'emploi des techniques géosynthétiques dans la lutte contre l'érosion* », 2003, 128 pages.

Faure Y., Gourc J.-P., Giraud A., Bechetoille A., « *Applications des géotextiles à la protection contre l'érosion de formations instables (Alpes)* », CR du 5^e Symposium international sur les glissements de terrain (Lausanne, juillet 1988), volume 2, 1998, pp. 905-909.

Gray D.H., Sotir R. B., "Biotechnical and soil bioengineering slope stabilization – A practical guide for erosion control", John Wiley & Sons, Inc, 1996.

Hénensal P., « *Lutte contre l'érosion avant, pendant et après les travaux. Les protections végétales et structurelles des surfaces et des pentes* », collection Études et recherches des LPC, Série Géotechnique, GT 54, 1993, 111 pages.

Hudson N., "Soil conservation", Batsford Academic and Education Ltd, 1981, 324 pages.

La Documentation Française, « *Plan d'exposition aux risques, Mesures de prévention, Mouvements de terrain* », document rédigé par le CEMAGREF-Grenoble, l'IRIGM et SIMECSOL pour le compte la Délégation aux Risques Majeurs, 1987, 529 pages (et plus particulièrement la fiche 5.2.).

LRPC de Lyon, « *Les travaux de prévention des risques naturels « Mouvements de terrain »*, Guide méthodologique des parades contre les glissements de terrain, Expérience acquise en Rhône-Alpes », Recherche LCPC, Contrat État – Région Rhône-Alpes, Contrat C.E.E. – E.P.O.C.H. – RIVET – Édition CETE Lyon, 1993, (et plus particulièrement les fiches n° 27 et 28.

Ministère de l'Équipement, Cahier des clauses techniques générales applicables aux marchés publics de travaux, fascicule 35 : *Aménagements paysagers*, 1999.

Normes AFNOR NF V 12 031 et suivantes (produits de pépinières).

Pénelon L., Dinger F., Rey F., Falcy J.P., « *Végétalisation des talus* », CD-ROM CEMAGREF-CG 38, 2004.

Reiffsteck P., « *Géosynthétiques et contrôle de l'érosion* », 14^e Congrès africain de mécanique des sols et des fondations, Marrakech, 2003.

Sétra, « *Coûts constatés pour l'enherbement routier* », Note d'information n° 38, 1993.

Sétra, « *Végétalisation : la végétalisation, un outil d'aménagement* », collection guide technique, référence B 9418, 1994, 112 pages.

Sétra, Ministère de l'Environnement, « *La gestion extensive des dépendances vertes routières* », Ed. Ministère de l'Environnement, 1994, 119 pages.

Sétra, « *Guide pratique : Entretien des dépendances vertes* », 2004, 131 pages.

Warlouzel K., « *Caractérisation et comportement des géotextiles pour la lutte contre l'érosion pluviale des sols : étude des mécanismes de protection et compatibilité avec la végétation* », Thèse de doctorat, Université Joseph Fourier, Grenoble, 1999, 210 pages.

Fascicule 3

DRAINAGES

1. Objectifs

L'eau joue un rôle fondamental dans le comportement des terrains. Les actions de drainage visent soit à diminuer la quantité d'eau dans les terrains, soit à diminuer les pressions de l'eau dans les pores (pression interstitielle). Le drainage conduit ainsi à augmenter la résistance mécanique des terrains. Deux types d'action sont à distinguer :

- pour les sols non saturés, le drainage vise à éviter la saturation et à réduire les infiltrations qui alimentent les nappes,
- pour les sols saturés, le drainage vise à réduire les pressions interstitielles.

2. Principe

La stabilité d'un massif de terrain (introduction, figure 3) dépend de deux facteurs :

- du poids des terrains en mouvement. La répartition des masses en mouvement par rapport à la surface de glissement réelle ou potentielle a une forte incidence sur la stabilité. Des actions de terrassement permettent d'améliorer la stabilité des pentes (fiches T1 à T4) ;
- des résistances au cisaillement le long de la surface de glissement. Cette surface est soit potentielle s'il n'y a pas eu de glissement, soit réelle s'il y a eu rupture. Le principe des contraintes effectives, qui régit la résistance au cisaillement des sols saturés, fonde l'intérêt des actions de drainage : la résistance au cisaillement du sol, notée τ_f est donnée, pour les sols saturés, par l'expression :

$$\tau_f = c' + (\sigma - u) \tan \phi'$$

dans laquelle la pression interstitielle u correspond à la pression de l'eau dans le sol :

- lorsqu'elle est positive ($u > 0$), cette pression traduit la présence d'une nappe et d'un milieu saturé en eau. La pression interstitielle joue un rôle-clé dans la résistance au cisaillement, puisque la diminution de la pression interstitielle u augmente directement

la résistance au cisaillement τ_f . Dans le cas des matériaux drainants, la diminution de la pression interstitielle peut être très rapide et en relation directe avec la diminution de la quantité d'eau dans le sol ;

➤ lorsqu'elle est négative ($u < 0$), cette pression est appelée « succion » et est caractéristique des sols non saturés, souvent en déficit d'eau. La résistance au cisaillement dépend largement de la cohésion apparente, qui procure une forte résistance au cisaillement et assure une bonne stabilité au versant ; mais il ne faut pas oublier que cette cohésion due à la non-saturation du sol est très fortement réduite, voire annulée, lorsque le sol se sature (en particulier pour les glissements de terrain dans les pays tropicaux humides).

Un des moyens pour améliorer la stabilité d'un massif est d'augmenter la valeur de la résistance au cisaillement du sol τ_f mobilisable le long de la surface de glissement réelle ou potentielle. À géométrie constante des masses en mouvement et sans changement de la nature des matériaux, un gain de résistance au cisaillement n'est possible qu'en diminuant la valeur de la pression interstitielle u : c'est l'objet des drainages.

Par ailleurs, sur des glissements déclarés, on observe le plus souvent une relation claire entre l'augmentation (respectivement : la diminution) des pressions interstitielles et l'accélération (respectivement : la décélération) du mouvement. Sur le site expérimental de Sallèdes (Puy-de-Dôme), par exemple, un déplacement significatif n'intervient que lorsque la pression interstitielle au niveau de la surface de rupture dépasse un certain seuil, correspondant à un coefficient de sécurité F d'environ 1,2.

Les diverses techniques de drainage peuvent être classées en quatre groupes :

- les tranchées drainantes et éperons drainants,
- les puits drainants et les galeries drainantes,
- les drains subhorizontaux,
- les assainissements de surface.

Les trois premiers types de drainage agissent essentiellement en diminuant les pressions interstitielles. Les assainissements de surface n'agissent pas directement sur la pression interstitielle dans la masse de sol en mouvement, mais ils agissent à deux niveaux :

- en limitant les infiltrations d'eau, ils évitent la saturation du sol et ils diminuent l'alimentation de la nappe qui génère les pressions interstitielles u ;
- en empêchant les érosions de surface qui, à terme, peuvent conduire à des désordres, ils évitent des instabilités futures (voir fiche S1 « protection de surface »).

3. Nécessité d'une étude hydrogéologique

La conception d'un dispositif de drainage nécessite toujours une étude hydrogéologique. Cette étude, qui doit durer plus d'un an afin de couvrir au moins un cycle de saisons, permet de mettre en évidence et de caractériser les différents aquifères, c'est-à-dire les couches de sol contenant de l'eau qui peut y circuler librement. Ces aquifères peuvent être de différents types :

- terrains comportant des circulations erratiques,
- nappe libre sur un niveau imperméable,
- nappe en charge (ou captive) sous un niveau imperméable,
- aquifères superposés.

Si l'urgence ne permet pas d'observer les variations saisonnières, on prend des hypothèses « raisonnablement pessimistes » sur les hauteurs piézométriques.

4. Recommandations générales : le dossier d'ouvrage

Comme pour tout dispositif de stabilisation de mouvement de terrain, les enjeux d'un dispositif de stabilisation par drainage justifient l'établissement d'un «dossier d'ouvrage».

Ainsi, pour évaluer l'efficacité du dispositif et assurer sa pérennité, le concepteur d'une stabilisation de terrain par drainage doit accompagner son projet d'un «dossier d'ouvrage» regroupant, entre autres, les observations et les travaux à effectuer sur l'ouvrage. Deux types d'action sont impérativement à planifier :

- les observations qui vont permettre de vérifier l'efficacité des confortements réalisés. Ce bilan est indispensable pour apprécier si l'objectif de stabilisation est atteint. Il permet de déterminer s'il convient d'envisager des travaux complémentaires. En général les points à examiner sont les déplacements des masses qui ont été stabilisées (par topographie et par inclinomètres, par exemple) ainsi que les niveaux piézométriques (piézomètre ouvert ou cellule de pression interstitielle). Ces observations peuvent parfois s'étaler sur plusieurs années. Ces actions sont consignées dans le paragraphe « Vie du glissement » du dossier d'ouvrage ;
- les visites permettant de vérifier le bon fonctionnement des drainages. Ces visites permettent d'effectuer les travaux d'entretien et, éventuellement, d'alerter le gestionnaire de toute évolution anormale pouvant être dommageable pour l'ouvrage. Ces actions sont consignées dans le paragraphe « Vie des dispositifs de stabilisation » du dossier d'ouvrage. Le contenu détaillé de ce paragraphe est rédigé à la fin de la mise en œuvre en concertation avec l'entreprise qui a réalisé les travaux et avec le gestionnaire responsable de l'ouvrage. Ce document, s'il est correctement réalisé et bien utilisé, est un gage de la durabilité de l'ouvrage de stabilisation.

5. Impact sur l'environnement

Dans certains cas, une intervention sur les eaux de surface (rejet d'eaux de drainage dans un cours d'eau) ou sur les eaux souterraines (évacuation des eaux d'une nappe superficielle vers une nappe profonde, par puits perdu, par exemple) est soumise à déclaration ou à autorisation auprès du service en charge de la police des eaux (Mission InterServices de l'Eau, MISE ou DDT) pour les eaux de surface et de la DREAL (ex DRIRE) pour les eaux profondes, et par application de la « loi sur l'eau » du 3 janvier 1992 et de ses décrets d'application (CFTR, 2007)

Par ailleurs, rappelons que tout abaissement du niveau des pressions interstitielles engendre une consolidation des sols et donc un tassement de la surface. En milieu urbain ou à proximité d'ouvrages, il importe d'évaluer les tassements dus au drainage et de prendre, le cas échéant, les précautions nécessaires vis-à-vis des avoisinants.

Listes des fiches

FASCICULE 3 – DRAINAGE

D1 - Tranchées drainantes et éperons drainants

D2 - Puits drainants et galeries drainantes

D3 - Drains subhorizontaux

D4 - Assainissement de surface

D1

TRANCHÉES DRAINANTES ET ÉPERONS DRAINANTS

D1-1. DÉFINITION - OBJECTIF

Les tranchées drainantes sont des excavations remplies de matériaux très perméables permettant la collecte de l'eau et son évacuation hors de la zone sensible.

Les éperons drainants sont des tranchées drainantes qui pénètrent un talus de déblai depuis leur pied, perpendiculairement à l'axe de l'ouvrage. Lorsque la géométrie et la distribution de ces éperons ont pour conséquence une substitution notable au matériau en place, le talus bénéficie alors d'un certain confortement mécanique, en plus de l'effet hydraulique.

L'objectif est dans les deux cas de rabattre le niveau piézométrique au droit de l'ouvrage pour diminuer, voire annuler, les pressions interstitielles. L'efficacité du rabattement dépend de la perméabilité du sol en place.

D1-2. PRINCIPE

La tranchée drainante est une fouille réalisée dans le sol et remplie d'un matériau drainant. Par sa perméabilité très élevée par rapport au sol environnant, elle produit une discontinuité très forte dans la nappe phréatique ou le niveau piézométrique existant, et intercepte les écoulements, provoquant ainsi un rabattement de la nappe, dans la mesure où l'eau est évacuée hors de la tranchée. Ceci conduit à une réduction des pressions interstitielles. Les tranchées drainantes interceptant les écoulements, leur efficacité est en général maximale lorsque la nappe est alimentée par des venues d'eau transversales. Si l'alimentation est essentiellement verticale ou si le sol est très imperméable, le rayon d'action de la tranchée est faible et le rabattement de la nappe peu important. Dans ce cas, il convient soit de multiplier le nombre de tranchées, soit d'adopter une autre technique de confortement. Cette démarche nécessite une étude hydrogéologique effectuée par un spécialiste.

Une tranchée drainante ne peut être efficace que si elle possède un exutoire permettant l'évacuation de l'eau qu'elle collecte ; s'il n'y a pas d'exutoire aisément réalisable, il

est possible de mettre en œuvre un système de pompage. Cette collecte de l'eau ne doit pas entraîner les particules solides du sol ; un filtre doit être disposé entre le sol en place et le matériau de la tranchée drainante, lorsque ce dernier ne peut pas assurer lui-même, par sa granularité, cette fonction de filtration.

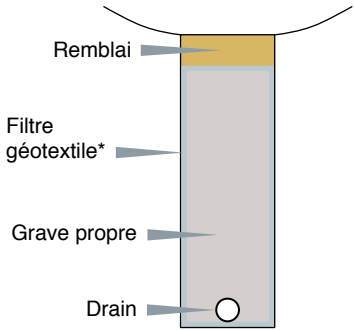
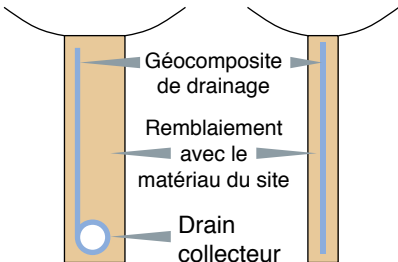
Dans le cas particulier de l'éperon drainant, on assure, outre un rabattement de nappe dont l'effet visible est la réduction de la zone de suintement en partie basse du talus, une augmentation de résistance sur les surfaces de rupture de talus ou de pied, du fait de la mise en place de matériaux frottants.

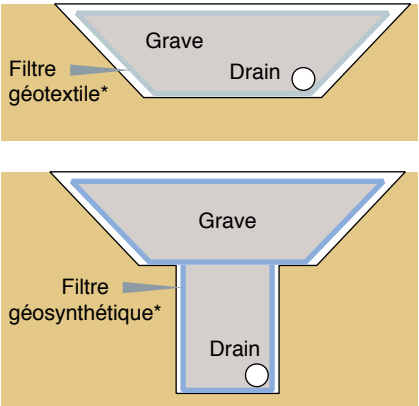
D1-3. DESCRIPTION

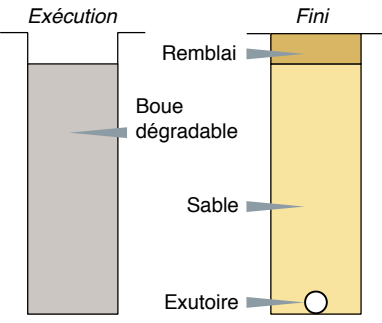
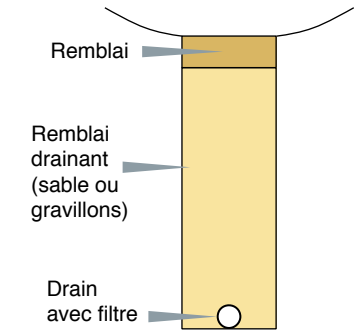
Les différents types de tranchées

Les techniques de réalisation dépendent principalement de la profondeur que doit atteindre la tranchée et de la stabilité de la fouille en cours de travaux.

Le tableau ci-après résume les différents types de tranchées.

Modes de creusement	Profondeur maximale	Schéma de principe	Remarques
<i>Pelle mécanique, largeur : celle du godet de la pelle (0,6 à 0,8 mètre)</i>	5 m	 <p>* le filtre géosynthétique est nécessaire pour assurer la fonction de filtration entre le matériau de remplissage et le sol à drainer.</p>	Un blindage provisoire est souvent nécessaire. Dans certains matériaux (sables fins sous l'eau, par exemple) un rabattement provisoire par pointes filtrantes est nécessaire pour exécuter les travaux.
<i>Pelle mécanique, Sur forte pente, creusement possible avec une pelle araignée</i>	5 m		L'emploi d'un géocomposite de drainage ne nécessite pas de matériau d'apport, le remblaiement de la tranchée s'effectuant avec le matériau du site. Compte-tenu des capacités hydrauliques des géocomposites, cette technique n'est à retenir que si les débits sont faibles.

Modes de creusement	Profondeur maximale	Schéma de principe	Remarques
<p><i>Bouteur</i> : largeur minimale : celle de la lame du bouteur (2,20 mètres)</p> <p><i>Bouteur et pelle mécanique</i></p>	5 m parfois plus	 <p>* le filtre géosynthétique est nécessaire pour assurer la fonction de filtration entre le matériau de remplissage et le sol à drainer.</p>	<p>Pour la stabilisation de grands massifs, cette technique associe le drainage et une substitution partielle du matériau. Les tranchées, disposées le plus souvent suivant des lignes de pentes, ont plusieurs mètres de largeur ; en fond de tranchée, le dispositif peut être prolongé par une tranchée creusée à la pelle</p>

Modes de creusement	Profondeur maximale	Schéma de principe	Remarques
<p><i>Tranchée à la boue</i>. La réalisation est effectuée avec une benne du type de celles des tranchées de paroi moulée, mais avec une boue dégradable. La largeur de l'outil de forage est de 0,60 à 0,80 mètre.</p>	10 à 20 m voire un peu plus		<p>L'exécution s'apparente à celle des parois moulées. La boue de maintien des parois est dégradable pour assurer une bonne perméabilité après la mise en place du matériau drainant et filtrant.</p>
<p><i>Trancheuse spécialisée</i>. Elle réalise simultanément l'excavation, la pose d'un drain en fond de tranchée et le remplissage par un matériau drainant. Certaines machines permettent également la pose simultanée d'un géotextile filtrant sur une, voire les deux parois de la tranchée.</p>	6 à 8 m		<p>Les plus petites de ces machines sont les trancheuses utilisées en drainage agricole (profondeur < 2 m) ; mais les trancheuses ayant une profondeur d'action de 6 m sont assez courantes. Il faut parfois prévoir pour les travaux une piste provisoire lorsque le terrain est trop accidenté.</p> <p>Un linéaire important est nécessaire pour que ces trancheuses spécialisées soient intéressantes. La tranchée réalisée a une largeur de 0,20 à 0,40 m.</p>

On trouve encore beaucoup de tranchées drainantes anciennes, en particulier datant de la première moitié du XX^e siècle, constituées d'un remplissage de pierres avec au fond un canal voûté de pierres plates (profondeur typique : 2 m).

Remarques générales

La tranchée (figure 26) est remplie par un matériau drainant (une grave ou un sable grossier, $d_{10} > 0,1\text{mm}$) caractérisé soit par un équivalent de sable (E_s) supérieur à 50, soit par une valeur de bleu (V_{BS}) inférieure à 0,1, soit par une granularité telle que le pourcentage des particules inférieures à $80\ \mu\text{m}$ dans le 0/50 mm soit inférieur à 5%. Le diamètre maximal D_{max} du matériau drainant doit être inférieur au tiers de la largeur de la tranchée.

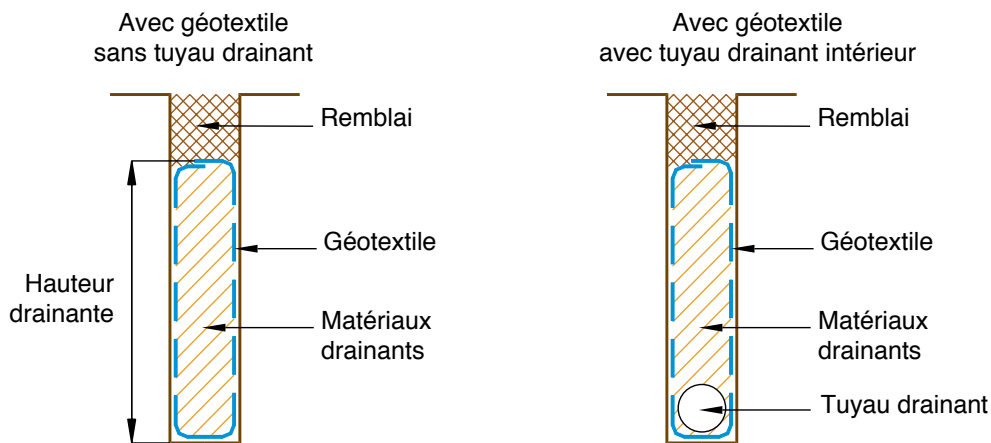


Figure 26. Coupe type d'une tranchée drainante peu profonde - coupes types selon le Guide drainage routier (Sétra, 2006)

- Toute tranchée doit posséder un exutoire.
- Les conditions de filtre sont à respecter entre le matériau drainant et le sol en place. Cette condition est satisfaite, soit par le matériau de remplissage de la tranchée lorsqu'il respecte les règles des filtres granulaires (règles de Terzaghi), soit par un géotextile qui doit respecter les règles des filtres en géosynthétique (NF G 38-061).
- Les drains peu profonds doivent être complètement fermés et scellés au droit du passage des zones fortement végétalisées comme les haies, afin que les racines ne viennent pas envahir le drain.
- Un drain est placé en fond de tranchée notamment lorsque le débit risque d'être important ou lorsque la pente du drain est faible (pente $< 2\%$). Ce drain tunnel doit être posé au fond de la tranchée. Le remplissage ne doit pas risquer de le déplacer (figure 27). Le choix du drain peut être fait selon les indications figurant dans le guide drainage (Sétra, 2006)
- Les collecteurs doivent déboucher dans des regards visitables permettant une inspection et un entretien.
- La pente longitudinale minimale est de 2% . Pour des pentes inférieures le diamètre du drain doit être surdimensionné.

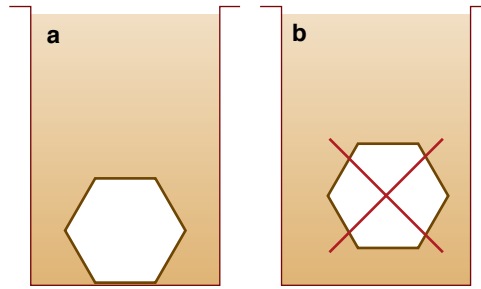


Figure 27. Disposition d'un drain tunnel (coupe transversale)

- a) le drain est bien placé au fond de l'ouvrage (= fil d'eau) ;
 b) le drain est situé au dessus du fil d'eau de l'ouvrage : cette situation est à éviter car elle peut générer des contre-pentes et des points bas. L'eau ne circule en général plus dans le drain

Disposition des tranchées

Compte tenu de la position de la nappe, du type de glissement à conforter (pentes naturelles étendues, déblais, remblais sur pente, etc.), les tranchées drainantes peuvent prendre en plan les dispositions suivantes :

- les tranchées parallèles ou légèrement obliques par rapport aux lignes de niveau, éventuellement plusieurs tranchées étagées (figure 28) ;
- les éperons drainants dans les déblais, éperons qui peuvent aussi avoir un rôle de renforcement mécanique (figure 29) ; on conseillera d'utiliser dans ce cas un matériau concassé 20/300 mm, par exemple.

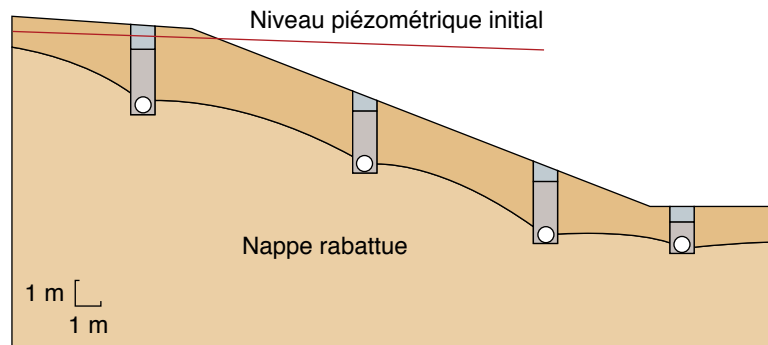


Figure 28. Tranchées perpendiculaires à la ligne de pente dans un déblai et dans des sols de forte perméabilité.

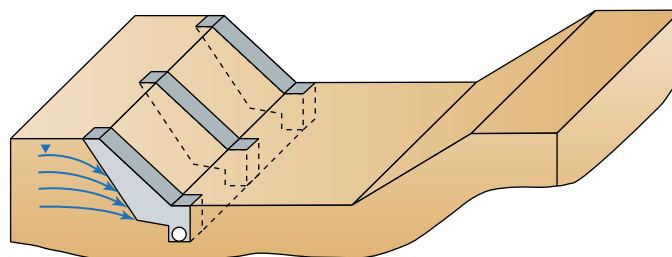


Figure 29. Éperons drainants (le collecteur doit déboucher dans un regard muni d'un exutoire)

► les tranchées parallèles à la ligne de plus grande pente, ou parfois disposées en épis, dans les versants naturels ou dans les déblais (figure 30).

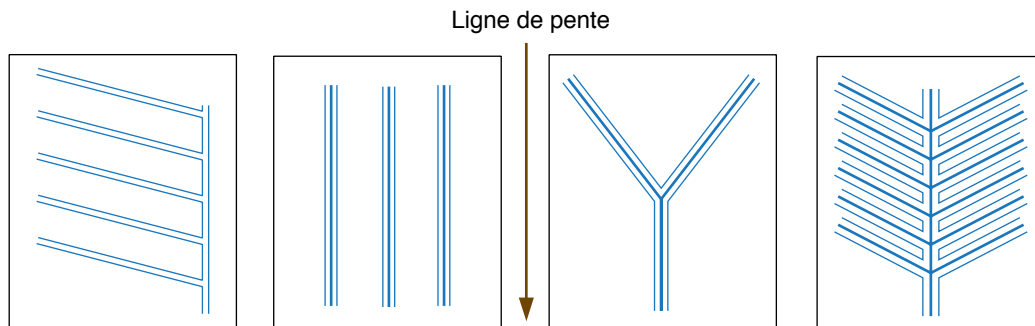


Figure 30. Dispositions en plan de tranchées drainantes

D1-4. DOMAINE D'UTILISATION

Utilisées depuis fort longtemps, les tranchées drainantes ont un large domaine d'application. C'est la solution à rechercher dès que l'eau est la cause principale des désordres, que le matériau présente une certaine aptitude au drainage et que des exutoires existent. Les glissements ayant une très grande extension en plan constituent un domaine privilégié d'application des tranchées drainantes, et particulièrement dans les cas d'alimentation latérale amont. Elles sont également utilisées avec efficacité pour stabiliser des glissements relativement peu étendus. Les sols concernés doivent être suffisamment perméables, faute de quoi le rayon d'action des tranchées est très faible ; une certaine perméabilité de fissures ou la présence de petits horizons perméables dans un massif imperméable sont en général propices au drainage.

Une étude hydrogéologique est indispensable pour définir et optimiser le réseau de drainage. Le terrain ne doit pas être trop accidenté afin de permettre l'accès des engins de terrassement et de mise en œuvre.

D1-5. CONCEPTION

Lorsque le géotechnicien-expert juge que l'eau est en cause dans le glissement et que celle-ci peut être évacuée et/ou interceptée, une étude hydrogéologique est nécessaire pour concevoir une stabilisation par drainage. Cette étude doit déterminer les niveaux piézométriques avec leurs variations saisonnières, les alimentations de la ou des nappes, les écoulements ainsi qu'une estimation des perméabilités des terrains, les débits prévisibles à évacuer. Une telle étude nécessite une période d'observation assez longue (un an ou plus). Ensuite, le choix de la technique de drainage, son implantation et le dimensionnement du système retenu sont effectués par un géotechnicien spécialisé. En règle générale, pour conforter un glissement de terrain par drainage, il est recommandé que le projet ait pour objectif un gain sur le coefficient de sécurité de l'ordre de 30 % sur la surface de rupture reconnue ($\Delta F/F_0 = 0,30$).

Le choix du dispositif est en général guidé par la nature de la circulation de l'eau dans le sol :

- lorsque les venues d'eau sont plutôt ponctuelles ou localisées (résurgences, perméabilité de fissure), le choix des éperons s'impose. La difficulté résidera dans la définition du nombre de dispositifs à prévoir ;
- lorsque les venues d'eau sont diffuses ou continues, on privilégiera la tranchée drainante parallèle à l'axe du tracé, en général placée en crête ou en pied de talus.

Dans le cas des éperons drainants, l'évaluation de la stabilité d'ensemble pourra prendre en compte, en plus du rabattement de la nappe dans le talus, la présence de ces éperons, constitués de matériaux frottants, en considérant une résistance au cisaillement moyenne pondérée, fonction de la géométrie des éperons et de la position des surfaces de rupture.

Les regards de visite (figure 31) nécessaires à la maintenance ne doivent pas être espacés de plus de 70 à 80 mètres (Sétra, 2006). Il est recommandé de prévoir, dans ces regards, un piège pour les particules solides qui peuvent être entraînées par les écoulements ; cette disposition permet aussi de réaliser des mesures de débit plus facilement.

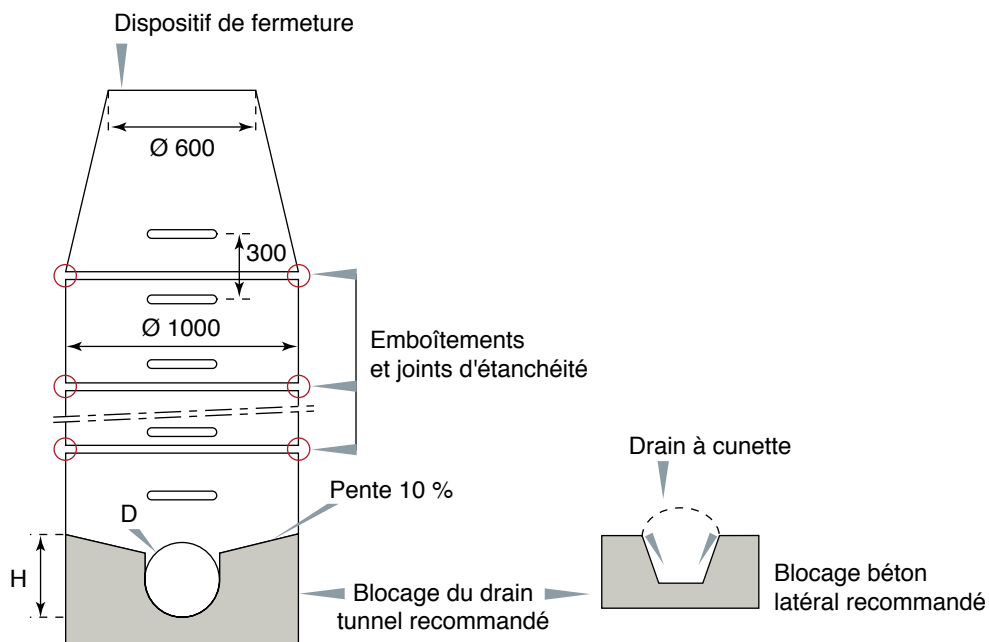


Figure 31. Regard visible standard – photo d'un regard visible : on remarque le dépôt de sable dans le drain

Le concepteur doit préciser le contenu du futur dossier d'ouvrage, en insistant sur les plans de récolement (voir figure 32), et la programmation de l'entretien du dispositif, car les drains peuvent se boucher dans le temps (particules, entartrage, développement bactérien... voir figure 33).

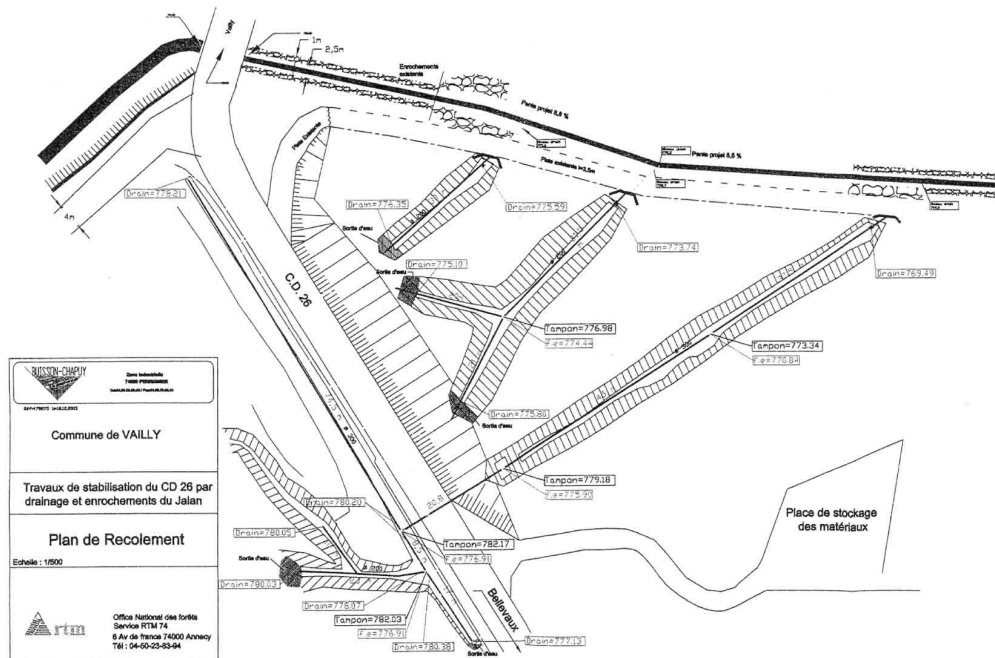


Figure 32. Plan de récolement d'un système de drainage par tranchées drainantes (document RTM-74).



Figure 33. (a) Dépôts d'oxyde dans un tuyau (photo AquaBiotics), (b) Développement de bactérie dans un regard (photo J.-C. Gress, Hydro-Géotechnique), (c) Exutoire de drains au Petit Caporal (photo T. Dubreucq, LCPC)

D1-6. MISE EN ŒUVRE

Le terrassement de la tranchée constitue souvent une phase critique pour la stabilité du site ; un blindage peut s'avérer nécessaire pour maintenir les terrains. Des dispositions constructives particulières doivent parfois être mises en œuvre. Ainsi, pour les tranchées parallèles aux courbes de niveau, le travail par plots de faible longueur (5 à 10 mètres) est souvent nécessaire. Pour l'exécution de tranchées dans des sables saturés, un rabattement provisoire de la nappe par pointes filtrantes accompagné d'un blindage de tranchée est indispensable.

Sur forte pente, il est possible d'employer une pelle-araignée pour le creusement.

L'emploi de trancheuses spécialisées facilite largement la mise en œuvre. Ces trancheuses effectuent, à l'avancement, la fouille, la pose du drain collecteur en fond de tranchée, le remplissage par un matériau drainant et, pour certaines machines, la pose simultanée d'un filtre en géotextile sur la face amont de la tranchée, voire sur les deux faces.

Toutes les tranchées dont la profondeur est supérieure à 1,20 m doivent impérativement être blindées si une personne doit descendre dans la tranchée ou si la stabilité du bord de la tranchée doit être assurée.

L'exécution des tranchées s'effectue en général à partir du point le plus bas (l'exutoire) en remontant la pente. C'est le cas notamment des éperons drainants dans les déblais, réalisés le plus rapidement possible pour bénéficier d'une stabilité de court terme.

Il convient de s'assurer du profil en long réel du fond de tranchée réalisée, afin qu'aucune contre-pente ne vienne créer des points bas avec accumulation et stagnation d'eau, associées éventuellement à des dépôts de particules solides.

Pour éviter toute pollution des matériaux constituant la tranchée par des sols fins, il importe de fermer la tranchée en rabattant le géotextile « en chaussette ». Le départ du drain en amont sera obstrué par un bouchon.

D1-7. PÉRENNITÉ, MAINTENANCE ET CONTRÔLE

Plusieurs dangers peuvent menacer les tranchées drainantes :

- les mouvements de terrain qui cisailent l'ouvrage (avec risque de réinjection de l'eau dans le glissement),
- le colmatage du système de drainage ou de filtration,
- l'entraînement des particules,
- la dégradation par les racines d'arbres se développant au voisinage immédiat,
- l'obstruction des regards et des drains.

Aussi l'efficacité dans le temps d'une stabilisation par drainage ne peut être obtenue que si l'ensemble du dispositif est maintenu dans un bon état de fonctionnement.

Le détail des points à observer :

- l'état des regards et autres dispositifs visitables,
- les débits des écoulements des collecteurs dans les regards,
- le relevé des niveaux piézométriques et le contrôle des dispositifs de suivi du glissement,
- l'observation dans les regards d'éventuels entraînements de particules fines de sol,

Le détail des travaux d'entretien courant à réaliser :

- le nettoyage des regards,
- le curage des drains collecteurs,

La périodicité des visites est en général annuelle ou après une période de forte pluviosité, et ces visites ne doivent pas avoir de limite dans le temps. La visite régulière doit conduire à une appréciation globale correspondant à une des classes suivantes :

- *Bon état* : pas de travaux particuliers d'entretien ni de réparation,
- *État moyen* : quelques travaux légers sont à réaliser (préciser ces travaux),
- *Mauvais état* : soit de gros travaux sont à entreprendre, soit la conception du dispositif nécessite une étude complémentaire.

Chaque compte-rendu de visite doit comporter mention de la date de la prochaine visite. Les informations obtenues sont enregistrées, analysées et transférées chez le gestionnaire où des interventions pourront être prescrites.

D1-8. TECHNIQUES POUVANT ÊTRE ASSOCIÉES

Tout autre dispositif de confortement tel que des terrassements, des clouages et, éventuellement, des drainages profonds peut être associé aux tranchées drainantes. Les éperons drainants (figure 29) ont un double rôle, de renforcement et de drainage.

Dans les associations de différentes techniques il convient de ne pas oublier que toutes les méthodes n'ont pas le même temps de réactivité ; ainsi les drainages nécessitent une certaine durée pour trouver leur pleine efficacité (temps nécessaire pour l'établissement d'un nouveau régime hydraulique stationnaire) par contre les clouages actifs sont immédiatement efficaces.

D1-9. ÉLÉMENTS DE COÛT

Le coût est très dépendant de la profondeur de la tranchée et des conditions d'accès :

- Terrassements : 5 à 8 €/m³.
- Matériau propre de remplissage, mis en place : 15 à 25 €/m³.

- Géotextile posé : 1 à 4 €/m².
- Drain collecteur posé : 15 à 20 €/m.
- Tranchées blindées : 70 à 150 €/m² tout compris.
- Drainage par trancheuse spécialisée (profondeur de 4 à 6 mètres) : 200 à 300 €/m.
- Toute fourniture et exécution de tranchées drainantes avec drain pour drainage latéral de plateforme : 15,70 € le mètre linéaire (moyenne des prix nationaux, Sétra 2007) à 12,69 € le mètre linéaire (moyenne des prix nationaux, Sétra 2008).
- Terrassements, évacuation des déblais, toutes les fournitures et mise en œuvre de géotextile, drain et matériau granulaire d'apport extérieur pour exécution d'un masque drainant : 19,00 €/m³ (moyenne des prix nationaux, Sétra 2007) à 14,14 €/m³ (moyenne des prix nationaux, Sétra 2008).

D1-10. EXEMPLES

➤ Autoroute A 43 (Saint-Martin-de-la-Porte) : déblai dans des matériaux d'ancien glissement et de cône de déjection torrentiel (éboulis à petits blocs de schiste et de grès, dans une matrice argilo-sableuse) de stabilité douteuse ; réalisation d'une paroi drainante de 20 m de profondeur, d'une largeur de 0,60 m et de 120 m de longueur. Elle est située 50 m en amont du déblai de l'autoroute. L'eau est évacuée au point bas de la tranchée par un tuyau de 100 mm de diamètre, foré depuis le talus de l'autoroute en contrebas. Remplissage : matériau de granularité 20/40 mm dans les 4m inférieurs; au-dessus, 5/15 mm sur 2 m (filtre) ; puis le reste en tout venant (alluvions de l'Arc lavées). Excavation par benne à câbles. Au total : 2670 m² de paroi, réalisés en 4 mois. Le dispositif comprend en outre des tirants actifs (voir fiche R3 « Renforcement par tirants »).

➤ Contournement d'Annecy (74)

Déblai « Robert », réalisé avec une succession de tranchées drainantes sensiblement parallèles aux courbes de niveau pour stabiliser la pente de talus.

Sol limono-sableux saturé, terrassé avec drainage progressif, pendant les travaux de manière à obtenir un coefficient de sécurité à long terme supérieur à 1,5 (figures 34 et 35).

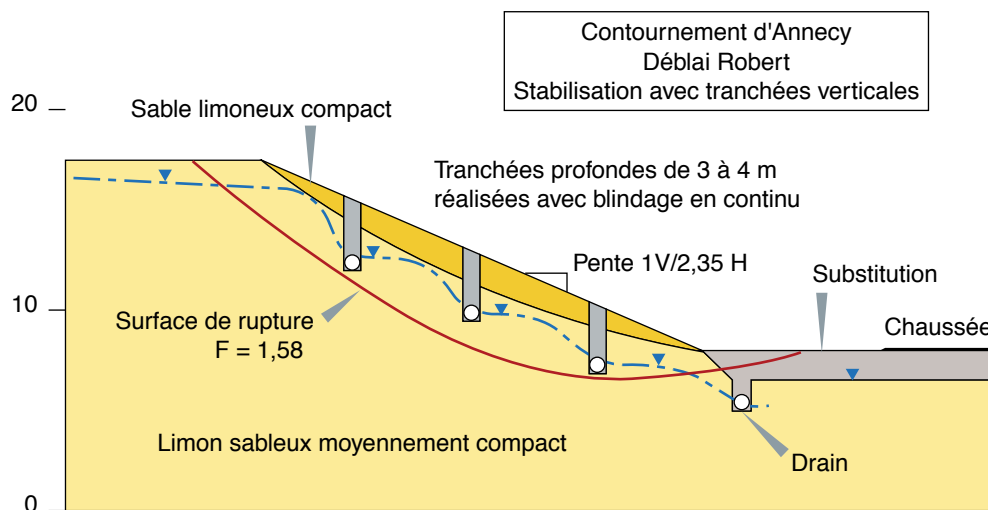


Figure 34. Profil de calcul de stabilité permettant de caler la disposition des tranchées drainantes.



Figure 35. Exécution des tranchées par fouilles blindées à l'avancement

► Le Petit Caporal (agglomération de Boulogne-sur-Mer). Le site était le siège d'un glissement naturel (300 000 m³ environ), affectant la route RN 1. La paroi drainante réalisée dans une première phase s'est avérée insuffisante à cause des alimentations verticales et latérales du site. Le dispositif a été complété par cinq faisceaux de drains subhorizontaux ainsi que par des drains agricoles (figure 36).

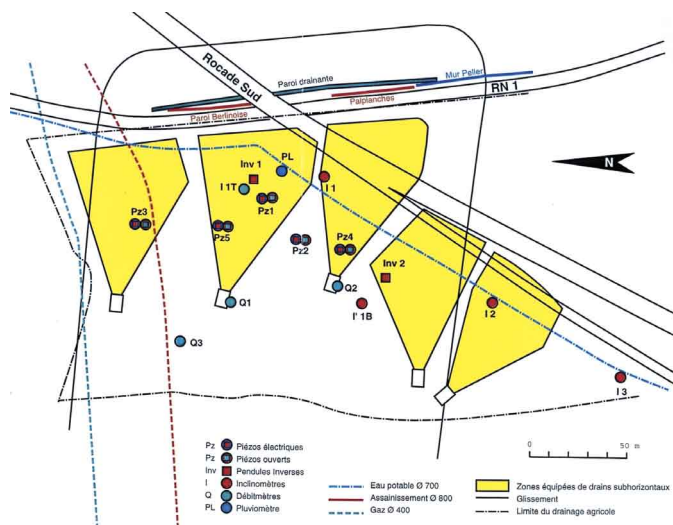


Figure 36. Dispositif de drainage du «Petit Caporal» et vue du site (photo T. Dubreucq, LCPC)

► A 13 (Normandie) Pendant des travaux en déblai de l'autoroute, un glissement plan relativement peu profond (environ 3 m) a été traité par tranchées drainantes réalisées à l'aide d'une trancheuse agricole ainsi que par un masque drainant (figures 37 et 38).

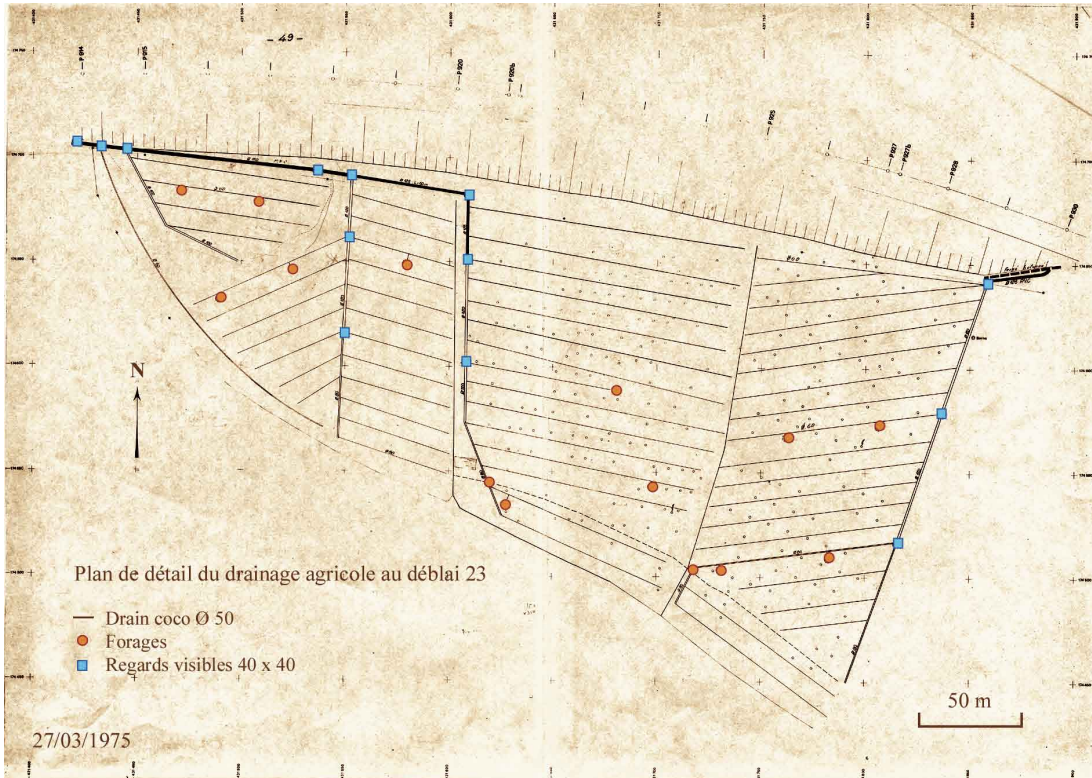


Figure 37. Drainage par tranchées (A 13 Dozulé) - Vue en plan.

Zone drainée : 350 x 150 m ; espacement des drains : 10 m



Figure 38. Drainage par tranchées (A 13 Dozulé) - Mise en place des drains par trancheuse de type agricole à une profondeur de 1,50 à 2,00 m. Au passage des haies, le drain est remplacé par un tube sans perforation.

► Istres : Éperons drainants : trois tranchées larges de 3 m à la base, avec des flancs à 1/1, associées à une butée en enrochement (Colas & Payany, 1981).

- Glissement de Vacluse (Doubs). Tranchées drainantes dans le sens de la pente, longues de 85 à 185 m, distantes de 20 m environ, associées à un déchargement en tête de talus (LCPC, 1998, fig. 29).
- Le Bec Thomas (RD 86, Eure) : un glissement relativement plan, ayant une profondeur de 4 à 5 mètres, dans des colluvions, a été stabilisé par tranchées drainantes réalisées par trancheuse (figure 39). La surface concernée, de 200 m par 50 m, a été traitée avec un linéaire de tranchée de 1300 mètres.



Figure 39. Le Bec Thomas - Sur la tranchée : le filtre géotextile qui se place sur la paroi amont de la tranchée, le drain collecteur qui se place au fond, la trémie qui reçoit le gravillon drainant.

- Glissement de la voie ferrée à Pougny (Ain) dans les argiles glaciaires (Rivet).

Le drainage comprend :

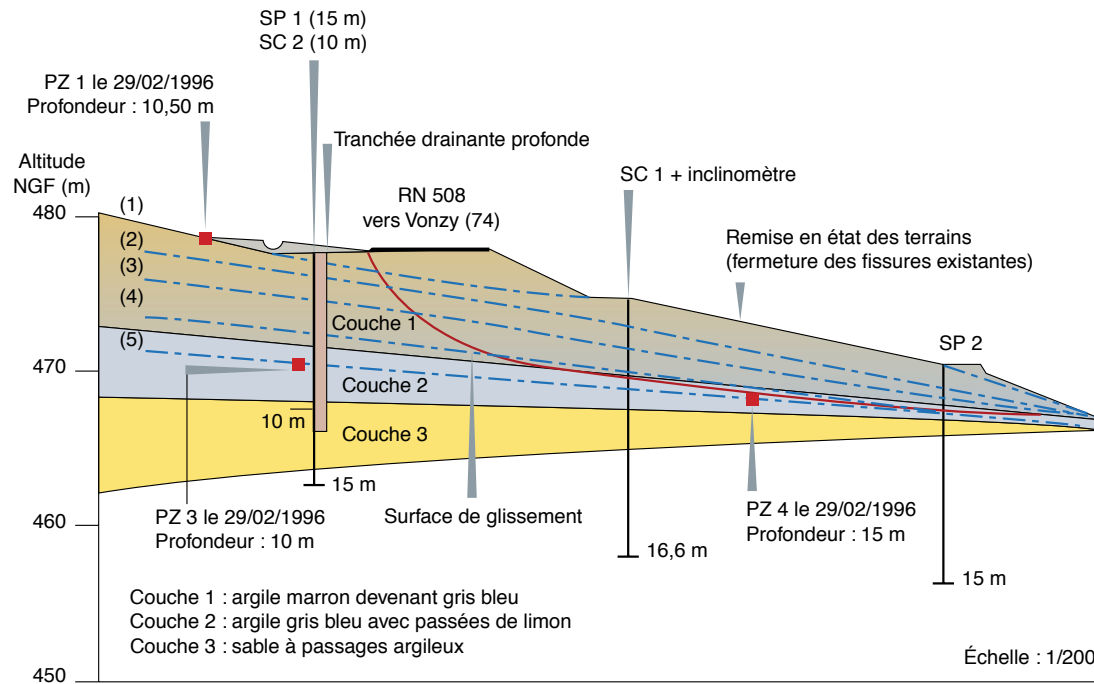
- 17 tranchées drainantes de 5 m de profondeur, dans le sens de la pente ;
- une tranchée drainante le long de la voie ferrée, profonde de 20 m, longue de 100 m (en trois tronçons), réalisée par panneaux de 4,5 m en quatre mois, avec :
 - tube crépiné Ø 150 mm en fond de tranchée, recouvert de grave 20/31,5 mm sur 3 m de hauteur, puis par du tout venant 0/100 mm ;
 - pompes de relevage des eaux.

La vitesse du glissement est passée de 26 mm/an à 4 mm/an environ.

- RN 508 (Vanzy, Haute-Savoie)

Glissement lent, activé en fonction du niveau piézométrique dans une formation d'argile sableuse et limoneuse. Stabilisation par tranchée drainante profonde 12 m et longue de 110 m, avec exutoire par puits et pompage.

Objectif : intercepter l'eau en charge, circulant dans les couches et lentilles plus limoneuses et sableuses de l'argile pour décharger la nappe à un niveau rétablissant l'équilibre et garantissant l'arrêt des mouvements (figure 40). À noter que des dépôts de calcite se développent sur les détecteurs de niveau de déclenchement des trois pompes, ce qui exige un suivi et un entretien permanent pour éviter une remise en charge accidentelle du niveau piézométrique et une reprise du glissement.

**Coefficient de sécurité pour :**

- différentes positions de la nappe (1 à 5)
- des valeurs de la cohésion effective $c' = 0$ à 8 kPa
- avec l'angle du frottement interne résiduel mesuré ($\phi'_r = 12$ degrés)

Cohésion effective (kPa)

	$c' = 0$	$c' = 2$	$c' = 4$	$c' = 6$	$c' = 8$
Nappe (1)				0,93	1,05
(2)			0,99	1,12	1,23
(3)		0,98	1,11	1,23	1,35
(4)	0,94	1,06	1,18	1,30	1,43
(5)	1,02	1,14	1,27	1,39	1,51

Figure 40. Glissement de Vanzy (ancienne RN508, Haute Savoie) – influence du niveau piézométrique sur le coefficient de sécurité – stabilisation par tranchée profonde amont

D1-11. BIBLIOGRAPHIE, RÉFÉRENCES PARTICULIÈRES

AFNOR NF G 38-060, « *Recommandations pour l'emploi des géotextiles et produits apparentés. Mise en œuvre – Spécifications - Contrôle des géotextiles et produits apparentés* », 1994.

AFNOR NF G 38-061, « *Recommandations pour l'emploi des géotextiles et produits apparentés. Détermination des caractéristiques hydrauliques et mise en œuvre des géotextiles et produits apparentés utilisés dans les systèmes de drainage et de filtration* », 1993.

AFNOR NF EN 13 252, « *Géotextiles et produits apparentés. Caractéristiques requises pour l'utilisation dans les systèmes de drainage* », 2001.

Brocard J.-F., « *Soutènement du cône d'éboulis de Saint-Martin-de-la-Porte* », Travaux, n° 745, 1998, pp. 44-46.

CFTR, « *Chantiers routiers et préservation du milieu aquatique. Management environnemental et solutions techniques* », collection Guide technique, Sétra, référence 0713, 2007, 120 pages.

Colas G., Payany M., « *Lotissement des Heures Claires à Istres, Bouches-du-Rhône, France. Glissement de terrain* », Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, spécial X, 1981, pp. 101-110.

Faure R.-M., Moreau M., Gauriat M., Guéniot M., « *Application de la visualisation interactive aux calculs de stabilité des pentes* », Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° 78, 1975, pp. 117-130.

Fruzzetti V.M., Sakellariadi E., Scarpelli G., "Construction and response of the deep trench systems to protect a road by-pass at the Ancona landslide", Proc. IXth Symposium on Landslides, Rio-de-Janeiro, vol. 2, 2004, pp. 1659-1664.

Travaux comprenant une paroi en béton ancrée et des tranchées drainantes dans le sens de la pente. Celles-ci, exécutées par panneaux de 10 m de long, sont profondes de 16 à 20 m. L'évacuation se fait par un tube plastique dans un forage réalisé par micro-tunnelier.

La Documentation Française, « *Plan d'exposition aux risques, Mesures de prévention, Mouvements de terrain* », document rédigé par le CEMAGREF-Grenoble, l'IRIGM et SIMECSOL pour le compte la Délégation aux Risques Majeurs, 1987, 529 pages (et plus particulièrement la fiche 3.2.2.4).

« *Stabilisation des glissements de terrain* » - *Guide technique*. Collection Techniques et Méthodes des LPC, 1998, 97 pages (et plus particulièrement le chapitre 4).

« *Les travaux de prévention des risques naturels « Mouvements de terrain », Guide méthodologique des parades contre les glissements de terrain, Expérience acquise en Rhône-Alpes* », Recherche LCPC, Contrat État – Région Rhône-Alpes, Contrat C.E.E. – E.P.O.C.H. – RIVET – Édition du CETE de Lyon (et plus particulièrement l'annexe 1 : glissement de Pougny, dans l'Ain).

Rat M., « *Drainages* », Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, spécial III, 1976, p. 151-160.

« *Drainage routier* », collection Guide technique, Sétra, 2006, 92 pages.

Ulrich M., « *Panorama des travaux de drainage dans les services RTM* », Rapport de stage RTM, 2004.

D2

PUITS DRAINANTS ET GALERIES DRAINANTES

D2-1. DÉFINITION - OBJECTIF

Les puits drainants et les galeries drainantes sont des ouvrages profonds creusés dans le sol pour collecter les eaux souterraines. En abaissant les niveaux piézométriques, ils contribuent à diminuer, voire à annuler, les pressions interstitielles.

D2-2. PRINCIPE

Un ouvrage vertical (puits drainant) ou subhorizontal (galerie drainante) est creusé dans le terrain jusqu'au sein des nappes de façon à collecter les eaux souterraines pour faire chuter les pressions interstitielles. Ces eaux sont évacuées hors de la zone sensible. Des drains rayonnants peuvent être associés aux puits et parfois aux galeries afin d'augmenter la zone d'action de l'ouvrage. En général les galeries sans drains rayonnants sont réalisées dans des terrains très perméables.

L'évacuation de l'eau collectée se fait soit de façon gravitaire, soit par des pompes, soit par siphonage.

D2-3. DESCRIPTION

D2-3.1. Puits drainants

Le diamètre des puits drainants peut aller de 100 mm à quelques mètres. Les puits associés à des drains rayonnants réalisés à partir du fond du puits sont revêtus ; ils ont un diamètre de quelques mètres (espace nécessaire pour mettre en place une machine de forage, une chambre pour la réalisation des drains rayonnants peut être prévue à la base du puits). Les profondeurs les plus courantes sont de quelques dizaines de mètres. L'évacuation des eaux collectées s'effectue par des systèmes gravitaires ou par pompage. Dans le cas d'une évacuation gravitaire, l'exutoire est soit un forage incliné débouchant sur le terrain naturel à l'aval et en dehors de la zone de glissement (figure 41), soit, plus rarement, un forage vertical de décharge descendu à travers une couche imperméable jusque dans un horizon drainant (perméable et de charge hydraulique inférieure à celle du fond du puits) plus profond (figure 42). Dans les autres cas, les puits drainants doivent être équipés de systèmes de pompage ou de siphonage.

La technologie des drains siphons® (figure 43), mettant en œuvre des puits de petits diamètres (de l'ordre de 120 mm) permet, pour un même coût, de multiplier le nombre de puits dont le débit unitaire varie de 100 à 1000 litres/heure. Elle offre une solution alternative évitant le pompage et autorise la mise en place de drains inclinés sur la verticale. Les drains électropneumatiques® (figure 44), plus performants, exigent une alimentation électrique.

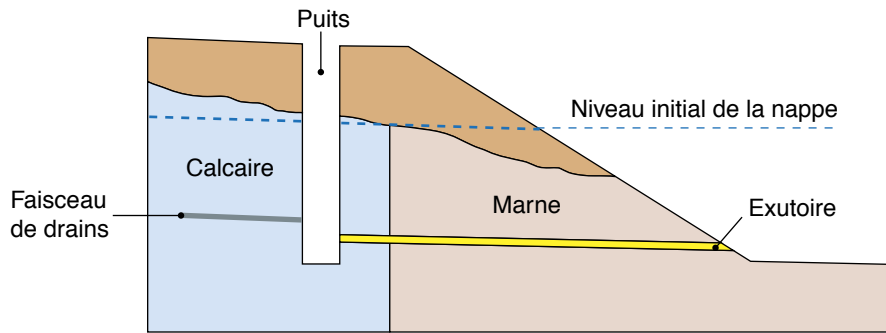


Figure 41. Schéma de puits drainant avec drains rayonnants

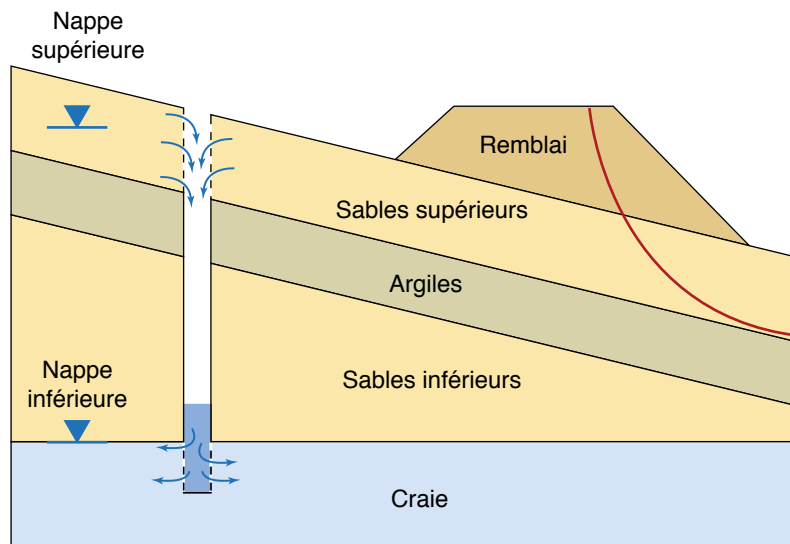


Figure 42. Schéma de puits drainant perdu

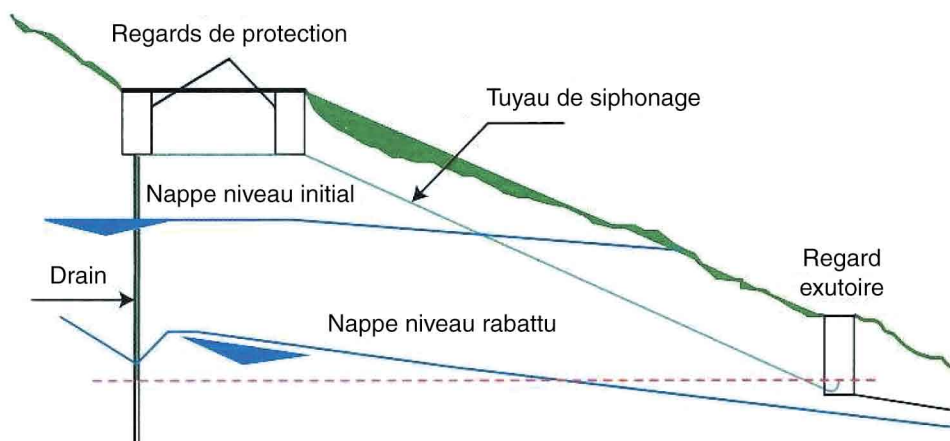


Figure 43. Schémas de drains siphon®

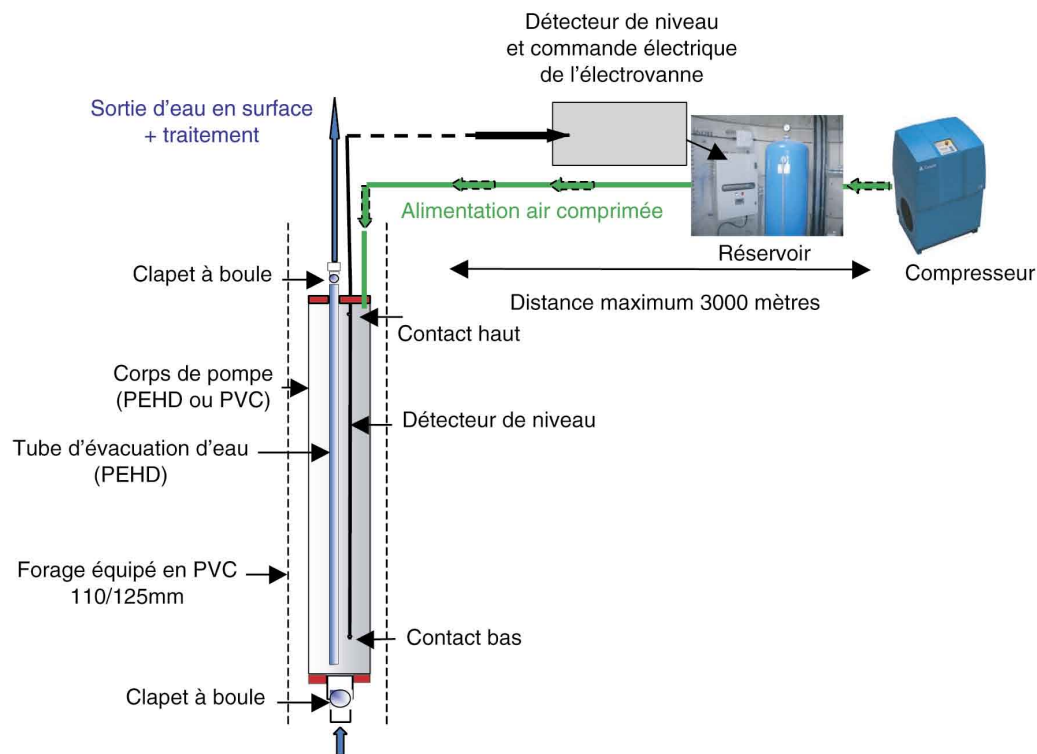


Figure 44. Schémas de drains électropneumatiques® (document J.-C. Gress)

D2-3.2. Galeries drainantes

Ayant en général des dimensions de l'ordre de 2 à 3,5 mètres de diamètre, les galeries assurent seules le drainage ou sont associées à des drains verticaux ou rayonnants. Pour des raisons de commodité de réalisation, les galeries sont parfois mises en œuvre dans des couches profondes plutôt résistantes situées sous la surface de glissement ; dans ce cas les drains associés sont indispensables. La galerie, souvent assez longue, débouche en général par un exutoire naturel, l'évacuation des eaux étant alors gravitaire. Ce sont des ouvrages coûteux utilisés quand les enjeux sont importants.

D2-4. DOMAINE D'UTILISATION

Le domaine d'application des puits et des galeries drainantes correspond principalement aux glissements ayant une nappe profonde ; dans ces configurations, à cause de cette profondeur et souvent de la puissance de la nappe, les tranchées drainantes ne peuvent pas être mises en œuvre. Ces techniques s'appliquent bien aux nappes captives en charge.

La technique des drains-siphons® est utilisable jusqu'à des profondeurs de 8,5 mètres environ pour les drainages gravitaires (ne pas oublier aussi que l'altitude diminue la performance) ; au-delà, la variante par drains électropneumatiques® permet d'atteindre des profondeurs de quelques dizaines de mètres.

D2-5. CONCEPTION

Une étude hydrogéologique est nécessaire pour concevoir toute stabilisation par drainage. Cette étude doit déterminer les alimentations de la ou des nappes, ses écoulements, une estimation des perméabilités des terrains. Une telle étude nécessite une période d'observation assez longue (un an ou plus). Ensuite, le choix de la technique de drainage, son implantation et le dimensionnement du système retenu sont effectués par un géotechnicien spécialisé. Il est nécessaire d'apprécier les débits afin de dimensionner les pompes et les puits siphon.

En règle générale, pour conforter un glissement de terrain par drainage, il est recommandé que le projet ait pour objectif un gain sur le coefficient de sécurité de l'ordre de 30% sur la surface de rupture reconnue ($\Delta F/F_0 = 0,30$).

Une attention toute particulière doit être accordée aux travaux sur les sites où la vitesse des glissements est importante (les puits de petit diamètre risquent d'être cisailés pendant les travaux ou avant la stabilisation du terrain).

Les critères qui interviennent dans le choix entre une galerie et un puits sont : les possibilités d'implantation, les conditions d'exécution liées à la topographie, le prix de revient comprenant les travaux et l'entretien du système. Les puits ainsi que les galeries doivent, en général, être visitables.

Tant pour les puits que pour les galeries, il faut éviter tout entraînement de particules solides du sol drainé en réalisant des filtres correctement dimensionnés.

Les galeries de drainage sont rarement creusées directement dans l'horizon aquifère que l'on cherche à drainer. Elles sont plutôt envisagées et conçues pour atteindre cet horizon, soit à l'aide de drains remontants (elles sont alors creusées sous la surface de rupture), en fond de galerie ou autour de la galerie, soit directement au front de taille arrêté dans l'horizon recherché.

Lorsque les puits sont équipés d'un système de pompage pour évacuer l'eau, il peut être nécessaire de prévoir un système de secours en cas de défaillance des pompes principales ; une surveillance des mouvements en temps réel est alors nécessaire. C'est au concepteur de renseigner les paragraphes suivants du dossier d'ouvrage (cf. Recommandations Générales de l'introduction) :

- « Vie du glissement »,
- « Vie des dispositifs de stabilisation ».

D2-6. MISE EN ŒUVRE

Pour les galeries, les précautions à prendre correspondent aux conditions générales d'exécution des travaux souterrains. Ces travaux sont à exécuter par des entreprises spécialisées. Ils nécessitent l'emploi de techniques de creusement adaptées au contexte géologique et aux dimensions de la galerie (section et longueur). Les solutions de creusement complètement mécanisées ne sont souvent intéressantes qu'au-delà d'une longueur cumulée de 400 m.

On notera le risque de débouillage lors du forage de drains ascendants.

Quel que soit le dispositif, il convient de réaliser des travaux spécifiques à l'exhaure afin de maîtriser l'évacuation des eaux.

D2-7. PÉRENNITÉ, MAINTENANCE ET CONTRÔLE

L'efficacité dans le temps d'une stabilisation par drainage ne peut être obtenue que si l'ensemble du dispositif est maintenu dans un bon état de fonctionnement. Pour les ouvrages sensibles où l'efficacité du drainage est très importante pour la stabilité, une surveillance renforcée des rabattements doit être réalisée systématiquement à l'aide de piézomètres. Les informations obtenues sont enregistrées, analysées et transférées chez le gestionnaire qui prendra, le cas échéant, les décisions appropriées.

Comme indiqué dans les recommandations générales, deux types d'action sont nécessaires pour assurer la pérennité de l'ouvrage de stabilisation d'un glissement de terrain :

- les observations qui vont permettre de vérifier l'efficacité des confortements réalisés ; elles font l'objet du paragraphe «*Vie du glissement*» du dossier d'ouvrage et permettent de déterminer s'il convient d'envisager des travaux complémentaires ;
- les visites permettant d'effectuer l'entretien et de vérifier le bon fonctionnement des drainages ; elles font l'objet du paragraphe «*Vie des dispositifs de stabilisation*» du dossier d'ouvrage.

Le paragraphe «*Vie du glissement*» doit comporter :

- un plan du dispositif de drainage,
- les points à observer, définis par le concepteur du projet, avec par exemple :
 - le relevé des niveaux piézométriques,
 - les déplacements des inclinomètres,
 - les mesures topographiques,
- la périodicité des mesures à effectuer (dans le temps, en fonction des résultats concernant l'efficacité du confortement, la fréquence des visites peut être réduite),
- l'organisme et la personne habilités à qui le rapport de visite doit être adressé.

Le paragraphe «*Vie des dispositifs de stabilisation*» doit comporter :

- un plan des ouvrages de drainage réalisés avec leur localisation précise,
- le détail des points à observer :
 - l'état des regards et autres dispositifs visitables,
 - le relevé des niveaux piézométriques,
 - le débit des eaux collectées,
 - l'observation d'éventuels entraînements de particules fines de sol (maintenance des pompes), de colmatage des forages par des algues ou des bactéries, etc.

- le détail des travaux d'entretien courant à réaliser :
 - lorsque les puits sont équipés d'un système de pompage ou de siphonage pour évacuer l'eau, il importe de prévoir un entretien très régulier de l'ensemble des systèmes (une à deux fois par an),
 - pour les drains horizontaux, l'entretien consiste à laver le tube et à le brosser avec un écouvillon (fiche D3 « Drainage par drains subhorizontaux »),
- la périodicité des visites (elle est en général annuelle) ; ces visites ne doivent pas avoir de limite dans le temps,
- l'époque de l'année à laquelle les visites doivent être faites (après les périodes pluvieuses, par exemple),
- l'organisme et la personne habilités à qui le rapport de visite doit être adressé. La visite régulière doit conduire à une appréciation globale correspondant à une des classes suivantes :
 - Bon état : pas de travaux particuliers d'entretien ni de réparation,
 - État moyen : quelques travaux légers sont à réaliser (préciser ces travaux),
 - Mauvais état : soit de gros travaux sont à entreprendre, soit la conception du dispositif nécessite une étude complémentaire.

Chaque compte rendu de visite doit comporter la date de la prochaine visite.

D2-8. TECHNIQUES POUVANT ÊTRE ASSOCIÉES

Des drains subhorizontaux, verticaux ou rayonnants peuvent être associés aux puits et aux galeries. En surface, des compléments ponctuels de confortement tels que des soutènements ou des terrassements peuvent être envisagés. Dans ce cas il ne faut pas oublier que toutes les méthodes n'ont pas le même degré de réactivité, les drainages nécessitent une certaine durée pour trouver leur pleine efficacité ; c'est le temps nécessaire pour l'établissement d'un nouveau régime hydraulique stationnaire.

D2-9. ÉLÉMENTS DE COÛT

Ce sont des ouvrages coûteux :

- creusement et revêtement du puits : de 200 à 500 €/m³ excavé, suivant les difficultés de creusement liées au contexte géologique et hydrogéologique,
- drains rayonnants (creusement et pose) : 80 à 130 € par mètre,
- galerie : de 150 à 400 €/m³ excavé, suivant les difficultés de creusement liées au contexte géologique et hydrogéologique,
- forage et installation des drains siphons® : 150 à 300 €/m.

Lors de l'évaluation du coût de ces types de dispositif de stabilisation, il importe de bien prendre en compte le coût du fonctionnement et de l'entretien.

D2-10. EXEMPLES

- Glissement de Châtel-Guyon (puits et drains subhorizontaux) (LCPC, 1998, p. 48).
- Autoroute A 8, La Borne Romaine (Alpes-Maritimes) : 20 puits drainants avec pompes de relevage, réalisés en 1991 dans des éboulis alimentés par le massif calcaire amont.
- Biarritz : puits drainants de 13 m de profondeur à drains rayonnants subhorizontaux en fond de puits.
- Glissement du Billan (Isère) : Lors de la mise en eau, un glissement a affecté la rive droite de la retenue du barrage de Grand Maison, constituée de formations cristallines et sédimentaires schisteuses. Une galerie drainante de 850 m de long, 3,60 m de hauteur en voûte, a été creusée dans le rocher sous le glissement ; un voile de drains verticaux ascendants (longueur 50 à 70 m) a été réalisé depuis la galerie. Le remède s'est révélé efficace bien que de légers mouvements, 5 à 10 mm/an, se poursuivent. Outre une inspection annuelle du site, un dispositif d'auscultation a été mis en place : une cinquantaine de points de nivellement relevés tous les six mois, 20 piézomètres (relevés manuels ou télétransmis), mesures de débit en continu (qui se révèle très variable : 10 à 150 l/s suivant saison), extensométrie en forage (Dubié *et al.*, 1988 ; Thomaidis *et al.*, 2001).
- À Malakassa (Grèce) sur l'autoroute Athènes-Thessalonique, des travaux de terrassement en déblai, en pied d'une pente, ont activé un glissement d'une profondeur d'environ 30 m (superficie 55000 m²). Le drainage a été obtenu par des drains subverticaux ascendants forés à partir de galeries de 3,2 m de diamètre, creusées sous la surface de glissement : 1450 m de galerie, 25 000 m de drains. Dans les galeries, tous les 5 à 10 m, un éventail de 4 à 5 drains rayonnant d'une longueur de 40 à 45 m pénètre de 4 à 5 m au-delà de la surface de glissement.
- Arveyes (canton de Vaud, Suisse)

Un glissement de plusieurs millions de mètres cubes, profond de plus de 60 m (dans des moraines et un substratum altéré), avançait de plusieurs centimètres par an, avec une nappe profonde en charge. De 1983 à 1986, 16 forages drainants verticaux (5 forages Ø 700 mm, profonds de 35 m, et 11 forages Ø 250 mm, profonds de 60 à 80 m), équipés de pompes immergées maintenant le niveau sous la surface de glissement, ont été réalisés. Le résultat a été satisfaisant (vitesse inférieure à 3 mm/an) (Bonnard, 1996).

- Château-sous-Clévant (figure 18)

Le drainage a comporté :

- 4 puits amont de 12 à 21 m de profondeur, d'un diamètre de 2 m avec un élargissement à la base,
- 2 à 4 drains subhorizontaux de 50 à 75 m de longueur à partir de chacun de ces puits amont,
- 3 puits relais de 7 à 10 m de profondeur équipés chacun de 2 drains subhorizontaux,

et, pour compléter, des tranchées drainantes transversales et le bétonnage des fossés.

- Ruthweiler (Allemagne) : Puits de 6 m de diamètre et de 16 m de profondeur, avec drains rayonnants longs de 50 m. La nappe phréatique a été abaissée de près de 10 m.

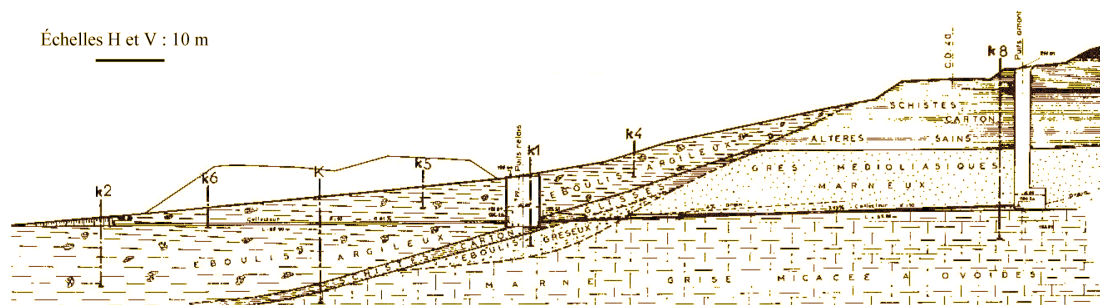


Figure 45. Puits et drains rayonnants (A 31, Château-sous-Clévant)

► Nishitani (Japon) : Pour stabiliser un glissement de plus de 5 millions de mètres cube, une première série de travaux de drainage a consisté en 10 puits drainants combinés avec des forages subhorizontaux. Un ralentissement a été obtenu mais le mouvement subsistait en périodes de fortes pluies. Deux galeries drainantes ont alors été réalisées transversalement au glissement et sous la surface de rupture, longues respectivement de 310 et 480 m, avec forages de décharge remontants ; les débits recueillis dans chaque galerie vont de quelques l/min en période sèche à quelques centaines de l/min lors des épisodes pluvieux (Oyagi *et al.*, 1996).

► Folkestone (Grande-Bretagne) : La tête du tunnel sous la Manche, côté anglais, est située dans le corps du glissement ancien de Castle Hill (glissement de 3 ha emboîté dans un glissement de 7 ha atteignant 40 m de profondeur), impliquant l'argile du Gault et la craie marneuse qui la surmonte. À l'état naturel, les mouvements étaient estimés autour de 1 mm/an. Des précautions ont été prises pendant les travaux pour perturber le moins possible le versant, et des ouvrages de stabilisation ont été réalisés : une butée de pied et trois galeries drainantes avec drains rayonnants. Cependant, il était clair que des mouvements résiduels subsisteraient, aussi le tunnel a-t-il été conçu pour supporter 150 mm de déplacement au droit de Castle Hill. Par ailleurs, un suivi a été mis en place :

- 7 forages inclinométriques, relevés deux fois par an,
- 27 piézomètres (tubes ouverts ou cellules de pression interstitielle) relevés 4 fois par an,
- des mesures de débits effectuées quatre fois par an.

Plusieurs de ces équipements, installés pendant les travaux (fin des années 1980) ou à l'ouverture de l'exploitation, ont dû être remplacés par suite de pannes, de vandalisme, etc. Les mesures réalisées depuis 1992 révèlent l'efficacité du système de drainage : les épisodes pluvieux intenses entraînent une augmentation des débits drainés, sans remontée significative de nappe. Le coefficient de sécurité du versant est ainsi maintenu à une valeur satisfaisante.

On observe une rémanence de faibles déplacements, inférieurs aux prévisions initiales.

D2-11. BIBLIOGRAPHIE, RÉFÉRENCES PARTICULIÈRES

Bomont S., « Le drainage profond pour la stabilisation des glissements de terrain par drains siphons® et drains électropneumatiques® », *Revue Française de Géotechnique*, 95/96, 2001, pp. 177-182.

Bonnard C., « *Stabilisation des mouvements de terrain par pompage : exemples suisses* », Communication des laboratoires de mécanique des sols et des roches n°168, École polytechnique fédérale de Lausanne, 1996.

CFTR, « *Chantiers routiers et préservation du milieu aquatique. Management environnemental et solutions techniques* », collection Guide technique, édition Sétra, référence 0713, 2007, 120 pages.

Dubié J.-Y., Bénédicte P., Guitton C., « *Télétransmission de l'auscultation d'un glissement : retenue de Grand'Maison, glissement du Billan* », C. R. du 5^e Symposium international sur les glissements de terrain, Lausanne, vol. 1, 1988, pp. 399-404.

Gress J.-C., "Dewatering a landslide through siphoning drains – Ten years of French experience", CR 7^e Symposium international sur les glissements de terrain, Trondheim (Norvège), Balkema, vol. 3, 1996, pp. 1705-1708.

Häfner F., Kriechbaum J., « *Sicherung der Rutschung in Ruthweiler durch Absenkung des Grundwasserspiegels* », Geotechnik, 20, n°4, 1997, pp. 260-265.

La Documentation Française, « *Plan d'exposition aux risques, mesures de prévention, mouvements de terrain* », document rédigé par le CEMAGREF-Grenoble, l'IRIGM et SIMECSOL pour le compte la Délégation aux Risques Majeurs, 1987, 529 pages (et plus particulièrement la fiche 3.2.2.7.).

LCPC, « *Passage de l'autoroute Nancy-Metz au lieu-dit «Château-sous-Clévant»* », Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, spécial N, 1970, pp. 181-198.

LCPC, « *Stabilisation des glissements de terrain - Guide technique* », collection Techniques et Méthodes des LPC, 1998, 97 pages (et plus particulièrement le paragraphe §4.4.).

Oyagi N., Makino H., Mori S., "Landslide structure and control works at Nishitani landslide, Wakayama prefecture, Japan", Proc. 8th Int. Conf. Field trip on landslides, Granada, Spain, 1996, pp. 247-254.

Sétra, « *Drainage routier* », collection Guide technique, 2006, 92 pages.

Thomaïdis C., Devèze G., Dubié J.-Y., « *Mouvements de versants des retenues hydroélectriques. Retour d'expérience et gestion du risque* », Revue française de géotechnique, 95/96, n° 2, 2001, pp. 165-176.

D3

DRAINS SUBHORIZONTAUX

D3-1. DÉFINITION - OBJECTIF

Des forages généralement légèrement inclinés vers l'aval, équipés d'un drain, collectent l'eau dans le massif et l'évacuent par gravité vers un exutoire aménagé.

L'objectif est d'abaisser les niveaux piézométriques pour diminuer, voire annuler, les pressions interstitielles.

D3-2. PRINCIPE

Les drains subhorizontaux viennent diminuer la charge hydraulique à l'intérieur d'un massif. Ils sont implantés de façon à atteindre des zones d'alimentation en eau, des nappes localisées en charge, ou simplement le voisinage de la surface de rupture.

Le but étant de diminuer les pressions interstitielles, la quantité d'eau évacuée par le drain n'est pas le meilleur critère reflétant l'efficacité du dispositif.

D3-3. DESCRIPTION

Le forage subhorizontal, d'un diamètre de l'ordre de 80 à 150 mm, est équipé d'un tube permettant la collecte des eaux en évitant l'entraînement de particules solides du sol. Le tube est crépiné au fond, là où se trouve la nappe ; il ne l'est pas côté exutoire pour éviter la réinjection en zone non saturée (figure 19). La filtration est assurée, soit par un crépinage spécifique sur le tube, soit par un filtre en géosynthétique entourant le tube. La pente du forage est légère vers l'aval (2 à 5 %, parfois plus). La longueur des drains subhorizontaux varie de quelques mètres à une soixantaine de mètres, voire plus, la limitation de la longueur provenant des possibilités de foration et de la maîtrise de l'orientation du forage. Le matériau constituant les tubes est généralement du PEHD (polyéthylène haute densité), compte tenu de sa résistance mécanique et de sa capacité à limiter des incrustations.

D3-4. DOMAINE D'UTILISATION

Ce mode de drainage s'utilise pour les nappes non accessibles par les tranchées drainantes (figure 47) et pour les nappes en charge. L'efficacité est très limitée dans les

terrains très peu perméables sauf si, grâce à un grand nombre de drains, le dispositif arrive à intercepter des zones de circulations concentrées (poches ou niveaux plus perméables, secteurs fissurés).

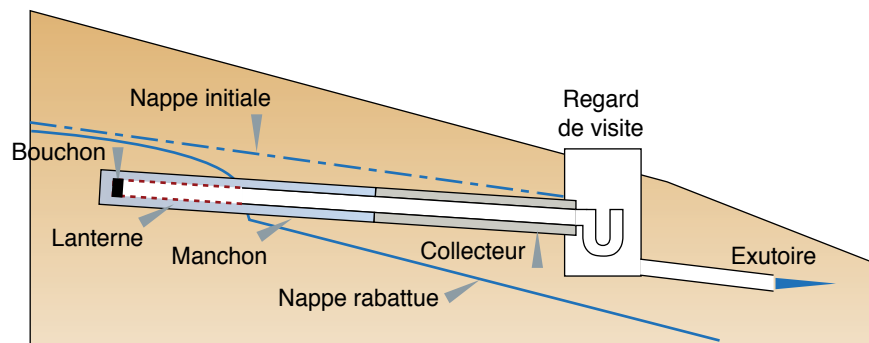


Figure 46. Schéma d'un drain subhorizontal ascendant (lanterne drainante, puis manchon étanche, puis collecteur avec fonction d'accumulation). D'après document J.-C. Gress.

Des drains qui traversent la surface de rupture risquent d'être rompus si le mouvement se poursuit et même d'avoir un effet négatif, en conduisant l'eau vers la surface de rupture où elle se concentre.

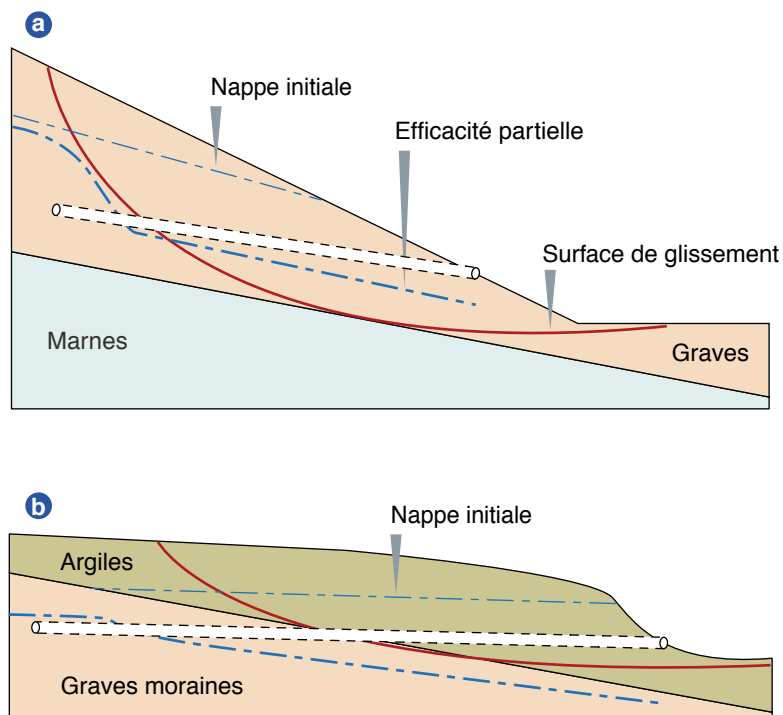


Figure 47. Deux domaines d'application des drains subhorizontaux :
a) aquifère sur niveau imperméable ; b) aquifère sous niveau imperméable (d'après documents J.-C. Gress)

D3-5. CONCEPTION

Une étude hydrogéologique est nécessaire pour concevoir une stabilisation par drainage. Cette étude doit déterminer les alimentations de la ou des nappes, ses écoulements, une estimation des perméabilités des terrains. Une telle étude peut

nécessiter une période d'observation assez longue (un an ou plus). Ensuite le choix de la technique de drainage, son implantation et le dimensionnement du système retenu sont effectués par un géotechnicien spécialisé.

En règle générale, pour conforter un glissement de terrain par drainage, il est recommandé que le projet ait pour objectif un gain sur le coefficient de sécurité de l'ordre de 30 % sur la surface de rupture reconnue ($\Delta F/F_0 = 0,30$).

Les eaux sortant des tubes doivent être collectées et évacuées hors de la zone des glissements (figure 48). Dans les régions où existe un risque de gel (figure 49), un masque de grave peut être mis en place pour protéger l'exutoire du gel (figure 50) ; on utilise également des résistances chauffantes.

Lorsqu'un doute important subsiste sur l'efficacité projetée de drains subhorizontaux, avant d'appliquer cette technique à une très grande zone instable, il faut vérifier son efficacité sur un plot d'essai.

C'est au concepteur de renseigner les paragraphes suivants du dossier d'ouvrage (cf. Recommandations Générales de l'introduction) :

- « Vie du glissement »,
- « Vie des dispositifs de stabilisation ».



Figure 48. Exemple de collecte des eaux d'exhaure bien aménagée et entretenue

D3-6. MISE EN ŒUVRE

Un avantage de la technique est qu'elle peut être mise en œuvre rapidement ; une entreprise spécialisée est cependant requise. Sur un ensemble de drains subhorizontaux, il est possible que seul un petit nombre débite et que la stabilisation soit cependant atteinte. On peut, si cela a été prévu au départ (accessibilité), revenir compléter le dispositif aux endroits les plus favorables.

Des précautions doivent être prises lors de la foration pour éviter les éboulements en forage ; un tubage est alors nécessaire. Il convient que le guidage du forage soit l'objet d'une attention particulière, notamment pour les drains subhorizontaux de grande longueur (supérieure à 20 ou 30 m).



Figure 49. Gel à l'exutoire.

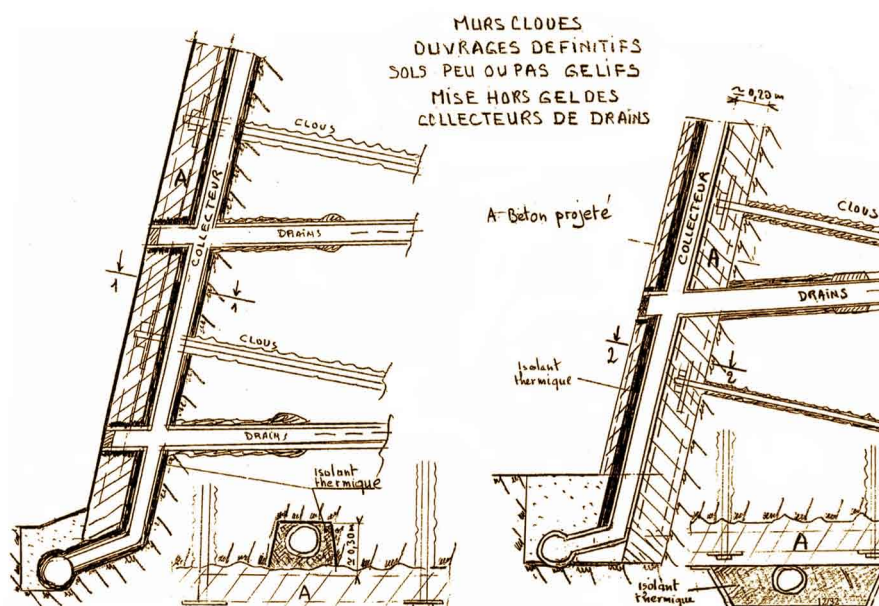


Figure 50. Exemples de mise hors gel d'extrémité de drains subhorizontaux (D'après document SETEC)

D3-7. PÉRENNITÉ, MAINTENANCE ET CONTRÔLE

La pérennité des drains est liée au problème du colmatage par les fines du sol, par des dépôts calcaires, ferrugineux ou gypseux (figure 51), par la rouille dans le cas de tubes en acier, par la végétation (toujours hygrophile !) à l'exutoire, voire par le gel en période froide. Vis-à-vis des précipitations chimiques, les paramètres importants sont la température de l'eau, son pH, ses teneurs en ions ferreux et

en CO₂ dissous. Les déformations du sol, si elles se poursuivent, peuvent aussi interrompre la circulation de l'eau dans le drain. Si le milieu n'est pas trop agressif, des drains bien entretenus peuvent rester fonctionnels pendant plusieurs dizaines d'années.



Figure 51. Drains subhorizontaux colmatés (document J.-C. Gress)

Dans le suivi d'un glissement de terrain qui a été stabilisé, deux types d'action sont indispensables :

- les observations qui vont permettre de vérifier l'efficacité des confortements réalisés ; elles font l'objet du paragraphe «*Vie du glissement*» du dossier d'ouvrage et permettent de déterminer s'il convient d'envisager des travaux complémentaires ;
- les visites permettant d'effectuer l'entretien et de vérifier le bon fonctionnement des drainages ; elles font l'objet du paragraphe «*Vie des dispositifs de stabilisation*» du dossier d'ouvrage.

Le paragraphe «*Vie du glissement*» doit comporter :

- un plan du dispositif de drainage,
- les points à observer, définis par le concepteur du projet, avec par exemples :
 - le relevé des niveaux piézométriques,
 - les déplacements des inclinomètres,
 - les mesures topographiques,
 - la mesure des débits des drains ;
- la périodicité des mesures à effectuer, (dans le temps, en fonction de l'importance du confortement, la fréquence des visites peut être d'une fois tous les six mois),
- l'organisme et la personne habilités à qui le rapport de visite doit être adressé.

Le paragraphe «*Vie des dispositifs de stabilisation*» doit comporter :

- un plan des ouvrages de drainage réalisés avec leur localisation précise (dans beaucoup de cas, on ne peut pas retrouver des drains mis en place plusieurs années auparavant !),
- le détail des points à observer :
 - l'état des regards et autres dispositifs visitables,
 - toujours noter les débits des drains,
 - le relevé des niveaux piézométriques, des déplacements des inclinomètres, etc., si le site a été équipé de ces appareils,

- l'observation d'éventuels entraînements de particules fines de sol,
 - lors de la visite régulière, après la période de pluie, noter les débits (même grossièrement) ; si au cours d'une visite correspondant à une même période pluvieuse, les débits sont beaucoup plus faibles, vérifier s'il n'y a pas colmatage. En cas de colmatage complet, il convient de réaliser de nouveaux drains ;
 - l'exutoire, situé hors de la zone sensible, doit être maintenu en bon état ;
- le détail des travaux d'entretien courant à réaliser :
- il est nécessaire de planifier ces opérations d'entretien, dont la périodicité est de l'ordre de trois à cinq ans, modulable selon l'agressivité du site (terrains calcaires ou non, etc.) et selon la nature des terrains drainés (les sables fins et les limons amènent une plus grande quantité de particules fines dans les drains). Il est malheureusement trop fréquent d'observer des drains, datant d'à peine une dizaine d'années, perdus dans les ronces, et dont les tubes exutoires sont déboîtés. L'exutoire, situé hors de la zone sensible, doit être maintenu en bon état. Des drains bien entretenus peuvent être efficaces durant de nombreuses années ;
 - l'entretien consiste à laver le tube à l'eau, à l'acide faible (dépôts carbonatés : acide sulfamique par exemple) ou à l'eau oxygénée (algues, bactéries), et à le brosser avec un écouvillon ; ne pas utiliser de lance à haute pression ainsi que tout outil pouvant endommager les tubes (outils rotatifs, air comprimé) en particulier pour les tubes en PVC. Procéder au nettoyage en introduisant, par exemple, un tube rigide en PEHD avec un fort débit d'eau (3 à 4 m³/h) et travailler par ramonage.
- curage des exutoires ;
- la périodicité des visites, en général annuelle ; ces visites ne doivent pas avoir de limite dans le temps ;
- l'époque de l'année à laquelle les visites doivent être faites (après les périodes pluvieuses, par exemple),
- l'organisme et la personne habilités à qui le rapport de visite doit être adressé. La visite régulière conduit à une appréciation globale correspondant à une des classes suivantes :
- Bon état : pas de travaux particuliers d'entretien ni de réparation,
 - État moyen : quelques travaux légers sont à réaliser (préciser ces travaux),
 - Mauvais état : soit de gros travaux sont à entreprendre, soit la conception du dispositif nécessite une étude complémentaire.

Chaque compte-rendu de visite doit comporter la date de la visite suivante.

D3-8. TECHNIQUES POUVANT ÊTRE ASSOCIÉES

Les éperons, les masques drainants et les terrassements sont des techniques pouvant être associées aux drains subhorizontaux. Parfois des renforcements mécaniques tels que le clouage sont associés aux drains subhorizontaux.

Il ne faut pas oublier que toutes les méthodes de stabilisation n'ont pas le même degré de réactivité : les drainages nécessitent une certaine durée pour trouver leur pleine efficacité, le temps que s'établisse un nouveau régime hydraulique stationnaire.

D3-9. ÉLÉMENTS DE COÛT

Le coût de l'ouvrage est essentiellement gouverné par le coût du forage subhorizontal, des difficultés d'accès de la sondeuse, de l'abrasivité des sols ou de la dureté des roches à forer, de la tenue des parois du forage pouvant nécessiter des tubages provisoires, de la longueur à forer...

Forage et équipement du drain : 60 à 100 €/m.

D3-10. EXEMPLES

Les drains subhorizontaux sont une technique très largement répandue. La figure 52 montre un exemple de drainage de stabilisation d'éboulis de schistes au viaduc du Charmaix. Ces drains subhorizontaux ont un diamètre important pour supporter des débits élevés.

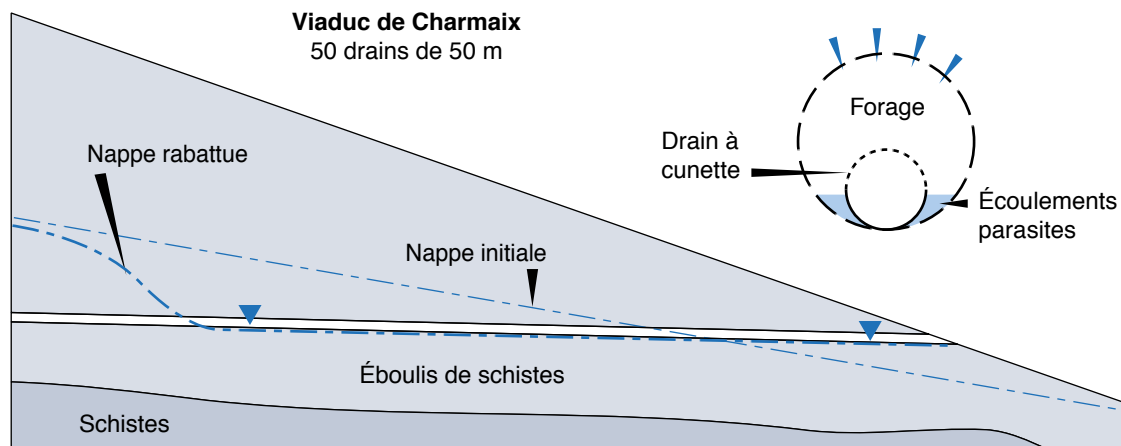


Figure 52. Drainage d'éboulis de schistes

Citons un autre exemple (communication personnelle F. Vaysse) : le poste EDF « Très Haute Tension » de Génissiat (Ain). Ce poste, construit dans les années 1940, repose sur des argiles glaciaires instables. Depuis cette date, de nombreux dispositifs de stabilisation ont été mis en œuvre, et en particulier plusieurs nappes de drains subhorizontaux (plus de 5000 mètres au total), soit à partir de la surface, soit à partir de puits profonds de 10 à 15 m. Les mouvements ont été notablement ralentis, mais non pas stoppés ; des drains-siphons® ont été récemment installés en complément.

D3-11. BIBLIOGRAPHIE, RÉFÉRENCES PARTICULIÈRES

CFTR, « Chantiers routiers et préservation du milieu aquatique. Management environnemental et solutions techniques », collection Guide technique, édition Sétra, référence 0713, 2007, 120 pages.

La Documentation Française, « *Plan d'exposition aux risques, Mesures de prévention, Mouvements de terrain* », document rédigé par le CEMAGREF-Grenoble, l'IRIGM et SIMECSOL pour le compte la Délégation aux Risques Majeurs. 1987, 529 pages (et plus particulièrement la fiche 3.2.2.8.).

LCPC, « *Stabilisation des glissements de terrain - Guide technique* », collection Techniques et Méthodes des LPC, 1998, 97 pages (et plus particulièrement le paragraphe § 4.3.).

Sétra, « *Drainage routier* », collection Guide technique, 2006, 92 pages.

Sève G., Dubreucq T., Fornallaz C., « *Traitement et surveillance d'un glissement de terrain à Boulogne-sur-Mer (France)* », C.R. 7^e Symposium international sur les glissements de terrain, Trondheim, 1996, pp. 1787-1792.

Smith D.D., « *Long-term performance of horizontal drains* », Transportation Research Record 783, 1981, pp. 34-45.

D4

ASSAINISSEMENT DE SURFACE

D4-1. DÉFINITION - OBJECTIF

L'assainissement et le drainage dits « de surface », en collectant les eaux de ruissellement, limitent les infiltrations et permettent ainsi d'éviter la saturation des terrains ; ils agissent aussi en diminuant l'alimentation des nappes. Ils empêchent également les érosions de surface qui, à terme, peuvent conduire à des désordres et à des instabilités.

D4.2. PRINCIPE

Les dispositifs d'assainissement et de drainage de surface interceptent et collectent les eaux de ruissellement, et évitent au maximum l'infiltration et l'alimentation de la nappe. Ils concernent la zone de glissement actif (suppression des points de stagnation de l'eau), ainsi que les surfaces situées en amont, dépassant quelquefois les emprises de l'ouvrage en empiétant sur le domaine privé. Les eaux collectées doivent être évacuées vers des zones non sensibles.

L'impact global du dispositif sur l'environnement doit être pris en compte au regard de la loi sur l'eau du 3 janvier 1992 et de ses décrets d'application (CFTR, 2007).

D4-3. DESCRIPTION

Les techniques utilisées sont des caniveaux ou des fossés étanches. Le type d'ouvrage (souple ou constitué d'éléments rigides) doit être adapté au terrain : éléments de béton, demi-buses en tôle, revêtement en géomembrane, etc. Les simples fossés en terre sont réservés essentiellement à des travaux provisoires.

Il convient de compléter l'assainissement par :

- le reprofilage du terrain pour éviter les contre-pentes et la stagnation de l'eau dans les dépressions,
- le colmatage des fissures de surface,
- le captage des sources situées en amont.

Des géomembranes peuvent être utilisées pour étancher de petites surfaces à titre provisoire.

Les drains agricoles, dont la profondeur maximale est de 1,50 à 2,00 mètres, peuvent être associés aux caniveaux et aux fossés. Ils contribuent au drainage de surface et limitent les infiltrations.

D4-4. DOMAINE D'UTILISATION

Ces dispositifs s'appliquent aux pentes naturelles instables lorsque la nappe est alimentée au moins en partie par l'impluvium. Celui-ci peut très largement dépasser les limites d'emprise de l'ouvrage ou de la zone de désordre. Pour les talus de déblais, lorsqu'il y a des risques de ruissellement et d'érosion, il faut une collecte des eaux de surface par des caniveaux étanches, notamment en tête de talus.

D4-5. CONCEPTION

Le tracé des caniveaux doit être fait en appréciant les conditions naturelles du site et en respectant une pente régulière de 2 à 3 % au minimum. Au-delà d'une pente moyenne de 10 à 15 %, il est recommandé de prévoir des seuils pour freiner la vitesse de courant et éviter le débordement (figure 53) ; de même, le tracé en plan doit ménager des changements de direction progressifs. Leur capacité, fonction de l'aire du domaine collecté et de la pluviosité du site, augmente du haut vers le bas. Dans certains cas, la topographie et les débits attendus peuvent nécessiter l'évacuation de l'eau par des collecteurs.



Figure 53. Exemples de cunettes

Compte-tenu de la surface considérée, les pistes ou chemins d'accès seront également prévus dans la phase de conception. Ces chemins serviront à l'entretien et aux visites de surveillance du dispositif.

L'insertion paysagère pourra être prise en compte dès la phase de choix du dispositif, certains dispositifs s'intégrant plus ou moins bien dans certains paysages (figure 54).



Mise en œuvre

Après travaux

Figure 54. Fossé drainant avec revêtement de fond composite : une membrane étanche + un géotextile non-tissé anti-poinçonnement + un matelas de gabions de 17 centimètres d'épaisseur (Z.A. nord de Riom, 63, d'après document France Gabions)

Le concepteur renseignera les paragraphes suivants du dossier d'ouvrage :

- «Vie du glissement»,
- «Vie des dispositifs de stabilisation».

D4-6. PRÉCAUTIONS POUR LA MISE EN ŒUVRE

Ces techniques sont de mise en œuvre simple et peuvent être réalisées par de petites entreprises de terrassement. Elles nécessitent néanmoins une conception et une mise en œuvre spécifiques adaptées aux conditions de terrain. Il convient de bien respecter les pentes et de veiller à la bonne étanchéité des dispositifs de raccordement, notamment en terrains en forte pente et instables.

On veillera lors du démarrage des travaux à spécifier et contrôler les conditions de pose (lit de pose, drainage associé, compactage, respect du fil d'eau, arasement) qui doivent éviter la déstabilisation à terme du dispositif. Les déboîtements, les déformations par tassement ou les affouillements sont en effets souvent fréquents lorsque ces règles élémentaires ne sont pas respectées.

D4-7. PÉRENNITÉ, MAINTENANCE ET CONTRÔLE

Les caniveaux nécessitent un nettoyage périodique et la vérification de leur étanchéité. Celle-ci est affectée par les déformations du versant ; une fuite localisée peut être à l'origine de nouveaux désordres.

On doit notamment :

- enlever tous les débris et les végétaux pouvant obstruer les caniveaux (chutes des feuilles à l'automne ou après un orage, notamment) ;
- réparer les fissures et les déboîtements des éléments de structures ;
- vérifier s'il n'est pas apparu des points bas ou des contre-pentes qui pourraient être le siège d'infiltrations d'eau dans le terrain.

Une surveillance particulière doit être réalisée sur les caniveaux et les fossés situés en tête des talus afin de vérifier si l'écoulement de l'eau n'a pas tendance à contourner ces dispositifs de collecte.

Comme rappelé dans l'introduction du fascicule « Drainages », deux types d'action sont nécessaires pour assurer la pérennité de l'ouvrage de stabilisation d'un glissement de terrain :

- les observations qui vont permettre de vérifier l'efficacité des confortements réalisés ; elles font l'objet du paragraphe « *Vie du glissement* » du dossier d'ouvrage et permettent de déterminer s'il convient d'envisager des travaux complémentaires ;
- les visites permettant d'effectuer l'entretien et de vérifier le bon fonctionnement des drainages ; elles font l'objet du paragraphe « *Vie des dispositifs de stabilisation* » du dossier d'ouvrage.

Le paragraphe « *Vie du glissement* » du dossier d'ouvrage doit comporter :

- l'observation des déformations ou des déplacements (inclinomètres, etc.),
- les points particuliers à observer, définis par le concepteur du projet,
- la périodicité des mesures à effectuer (dans le temps, en fonction de l'efficacité du confortement, la fréquence des visites peut être réduite),
- l'organisme et la personne habilités à qui le rapport de visite doit être adressé.

Le paragraphe « *Vie des dispositifs de stabilisation* » doit comporter :

- un plan des travaux d'assainissement réalisés avec leur localisation précise,
- le plan des caniveaux et les fossés à nettoyer,
- le détail des points à observer et des défauts à corriger le cas échéant :
 - la continuité des éléments (noter les éventuels déboîtements) ainsi que leur fissuration,
 - les accumulations de particules solides,
 - l'exutoire, situé hors de la zone sensible, qui doit être maintenu en bon état,
 - le relevé des niveaux piézométriques ou des débits, si le site a été équipé ;
- la périodicité des visites (elle est en général annuelle, parfois plus serrée si le glissement est très actif),
- l'époque de l'année à laquelle les visites doivent être faites (après les périodes pluvieuses, par exemple),
- l'organisme et la personne habilités à qui le rapport de visite doit être adressé. La visite régulière doit conduire à une appréciation globale correspondant à une des classes suivantes :
 - Bon état : pas de travaux particuliers d'entretien ni de réparation,
 - État moyen : quelques travaux légers sont à réaliser (préciser ces travaux),

- Mauvais état : soit de gros travaux sont à entreprendre, soit la conception du dispositif nécessite une étude complémentaire.

Chaque compte-rendu de visite doit comporter la date de la prochaine visite.

D4-8. TECHNIQUES POUVANT ÊTRE ASSOCIÉES

Ces dispositifs de surface sont en général associés aux protections de surface (fiche S1) et à d'autres systèmes de drainage, en particulier aux tranchées drainantes peu profondes (drains agricoles) ou à tout autre confortement.

D4-9. ÉLÉMENTS DE COÛTS

Les dispositifs de surface sont des techniques d'un coût modéré dépendant essentiellement du coût de la main d'œuvre.

Le prix moyen des caniveaux revêtus va de 20 à 40 € par mètre de longueur.

D4-10. EXEMPLES

La figure 55 montre un exemple de drainage de surface (d'après LCPC, 1998).

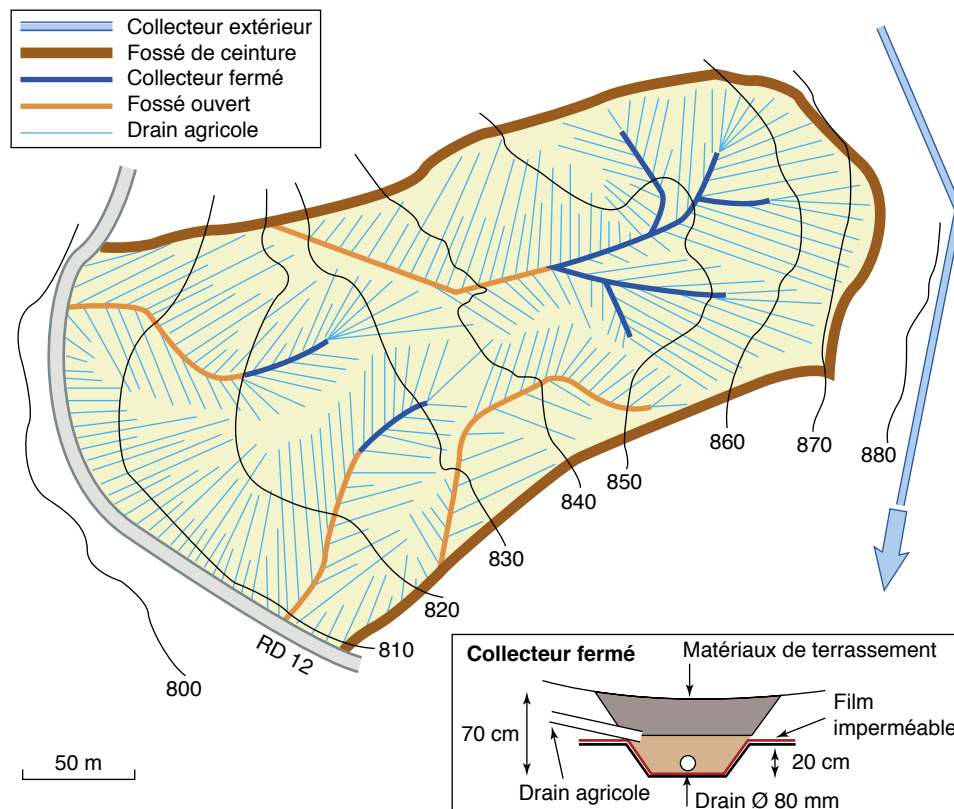


Figure 55. Drainage de surface (d'après LCPC, 1998)

➤ Glissement de Léaz (Ain) : 1200 m de collecteurs et 200 m d'antennes drainantes (profondeur : 1 m). L'activité du phénomène oblige à une maintenance régulière : on observe des déboîtements des tuyaux, des obturations par les feuilles mortes, etc. (communication personnelle P. Desvarreux).

D4-11. BIBLIOGRAPHIE, RÉFÉRENCES PARTICULIÈRES

CFTR (2007). *Chantiers routiers et préservation du milieu aquatique. Management environnemental et solutions techniques*. Guide technique, édition Sétra, référence 0713, 120 pages.

La Documentation Française, « *Plan d'exposition aux risques, Mesures de prévention, Mouvements de terrain* », document rédigé par le CEMAGREF-Grenoble, l'IRIGM et SIMECSOL pour le compte de la Délégation aux Risques Majeurs, 1987, 529 pages (et plus particulièrement la fiche 3.2.2.2.).

LCPC, « *Stabilisation des glissements de terrain - Guide technique* », collection Techniques et Méthodes des LPC, 1998, 97 pages.

Ulrich M., « *Panorama des travaux de drainage dans les services RTM* », Rapport de stage RTM, 2004.

Fascicule 4

RENFORCEMENTS

Les renforcements sont des dispositifs exerçant une action mécanique, soit permanente, soit mobilisée en cas de mouvement, venant s'ajouter aux efforts résistants naturels (résistance au cisaillement du sol).

Les efforts mécaniques à mobiliser peuvent atteindre des intensités très élevées lorsque le volume du glissement (et donc le poids moteur) croît, ce qui limite le domaine de validité des renforcements aux phénomènes d'ampleur raisonnable. On gardera à l'esprit, pour une géométrie simplifiée des glissements, les ordres de grandeur suivants :

Profondeur moyenne	Largeur	Longueur	Volume de sol	Masse	Poids
2,5 m	10m	40m	1 000 m ³	2 000 t	20 MN
5 m	20m	100m	10 000 m ³	20 000 t	200 MN
10 m	50m	200 m	100 000 m ³	200 000 t	2000 MN

La compatibilité des déplacements des sols et des structures doit être prise en compte lors du choix de ce type de technique. En effet, dans le cadre de travaux de stabilisation de glissements de terrain très actifs, l'exécution d'ouvrages rigides tels qu'un mur de soutènement en béton ou des tirants précontraints n'est pas envisageable. Les déplacements du glissement conduiraient à la ruine de l'ouvrage au cours de son exécution. Il est préférable de construire, dans ces conditions, des ouvrages qui supportent mieux les déformations.

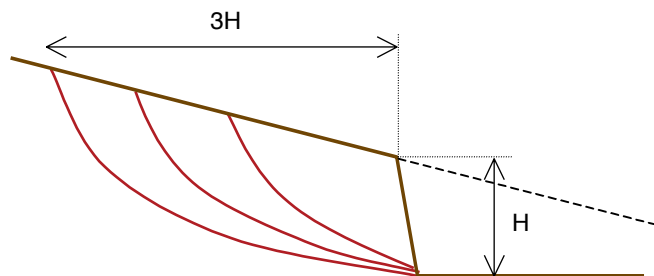


Figure 56. Application de la règle des « 3H » : cas d'un déblai.

Dans le cas d'un ouvrage (remblai, déblai, fondation) sur versant naturel en limite de stabilité, c'est uniquement dans la zone d'influence de cet ouvrage que l'on cherchera à obtenir le coefficient de sécurité habituel, par exemple $F = 1,5$. Il n'est pas possible en général d'améliorer la stabilité du versant tout entier, dont la marge de sécurité à l'état naturel est souvent faible. Sauf cas particulier (schistes à pendage aval, par exemple), cette zone d'influence peut être déterminée par la règle dite des « 3H » (figure 56).

Liste des fiches

FASCICULE 4 – RENFORCEMENTS

R1 – Clouage souple

R2 – Clouage rigide, pieux

R3 – Tirants d’ancrage

R4 – Soutènements rigides

R1

CLOUAGE SOUPLE

R1-1. DÉFINITION - OBJECTIF

Le renforcement par inclusions souples, ancrées dans le terrain stable, constituées de barres ou de micro-pieux, apporte des efforts résistants qui s'opposent au mouvement (figure 57).

Ces techniques ne s'attaquent pas à la cause des mouvements mais visent à réduire ou à arrêter les déformations.

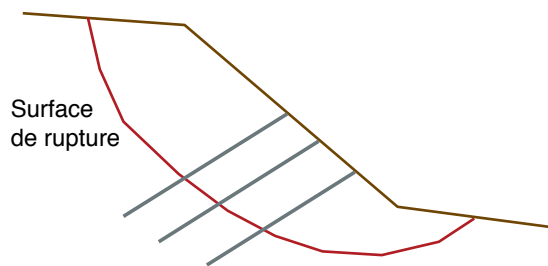


Figure 57. Schéma de principe d'un clouage souple

R1-2. PRINCIPE

La stabilisation d'un glissement de terrain par clouage repose sur le principe suivant : le massif de sol en mouvement engendre une déformation de la partie supérieure des clous ; les efforts qui en résultent sont transmis par les clous au substratum dont la réaction s'oppose au mouvement ; au voisinage de la surface de glissement, les clous sont soumis à effort tranchant, traction axiale et moment fléchissant. Le clouage agit ainsi par goujonage du bloc mobile sur le substratum fixe ; sa mobilisation suppose un début de mouvement du sol.

R1-3. DESCRIPTION

Les clous et micro-pieux les plus couramment utilisés sont :

- des barres en acier HA de différents diamètres (25 à 50 mm) ou de petits profilés pleins, scellés sur toute leur longueur dans des forages de diamètre de 100 à 150 mm, à l'aide d'un coulis de ciment ;
- des cornières métalliques battues jusqu'au refus directement dans le massif ;
- des tubes métalliques de quelques millimètres d'épaisseur pour un diamètre de 40 à 120 mm, scellés dans des forages à l'aide d'un coulis de ciment.

Ces éléments ont un module de rigidité EI qui se situe en général entre quelques unités et quelques centaines de kilopascals.

Les clous sont habituellement installés avec un angle de 5 à 20 degrés sur l'horizontale, tandis que les micro-pieux sont orientés plus verticalement (45 à 90 degrés sur l'horizontale). Ils sont généralement disposés sur plusieurs rangées dans le tiers central du glissement. Les longueurs classiquement utilisées sont de 8 à 16-18 m.

Les têtes des clous sont en général équipées de plaques d'appui ou reliées entre elles par des longrines ou des liernes, voire intégrées dans une paroi en béton projeté.

R1-4. DOMAINE D'UTILISATION

Le clouage peut être utilisé pour stabiliser la majorité des glissements de terrain de profondeur modérée. C'est une technique intéressante en particulier dans les cas où les solutions par terrassements ou drainages ne peuvent pas être techniquement ou économiquement mises en œuvre. Cependant le clouage demeure de mise en œuvre délicate, voire impossible, dans le cas de glissements très actifs ; il est réservé aux mouvements lents (de l'ordre du centimètre par mois au maximum), par exemple aux cas de fluage de corps de remblais. Cette technique est également très utilisée à titre préventif pour assurer la stabilité de talus de déblai, soit en phase provisoire, soit de façon définitive (figure 58). On l'utilise aussi en curatif pour le renforcement de murs ou d'ouvrages de soutènements dont la capacité se révèle insuffisante.



Figure 58. Mur de soutènement cloué dans les grès altérés triasiques en Lorraine.
Clous HA 28 disposés sur quatre rangées, inclinés de 10 degrés. Barbacanes.

La stabilisation de glissements de grande ampleur, qui nécessite la reprise d'efforts très importants, impose d'utiliser un très grand nombre de clous.

L'efficacité du clouage réside dans la mobilisation d'efforts de traction et de cisaillement dans le clou. Pour que ces efforts soient mobilisés, il est nécessaire que se produisent des déplacements relatifs sol/clou. Aussi le clouage a-t-il un effet progressif, et des mouvements résiduels se produisent après leur mise en place.

R1-5. CONCEPTION

L'objectif du clouage est d'apporter une résistance supplémentaire le long d'une surface de rupture potentielle (ou existante). L'évaluation de l'amélioration de la sécurité au glissement se fait en utilisant une méthode de calcul de stabilité de pente, prenant en compte les efforts apportés par les clous ; en pratique, on dimensionne les ouvrages en recherchant un gain sur le coefficient de sécurité de 20 à 30 %.

D'autre part, il faut s'assurer que des ruptures ne se produisent pas :

- dans le clou au niveau de la surface de glissement ;
- au contact sol/clou, dans la partie inférieure d'ancrage, par arrachement du clou ;
- dans le sol, par « grand glissement » en profondeur sous l'ouvrage (insuffisance de fiche des clous), ou par glissement aval si le clouage est placé trop en amont sur le versant, ou par glissement de la partie supérieure si le clouage est placé trop en aval.

Deux options sont couramment utilisées pour le dimensionnement (Schlosser et Unterreiner, 1994), qui donnent des résultats sensiblement identiques :

- prendre en compte les efforts engendrés dans le clou par le déplacement maximum du sol, le long de la surface de rupture, que la structure peut tolérer sans perte de service ;
- prendre en compte les efforts maximaux admissibles pour le clou et le contact sol/clou (efforts limites réduits par l'application de coefficients de sécurité).

La première option a été développée par Delmas *et al.*, (1986) et est décrite dans la fiche R2 « Clouage rigide, pieux » concernant le clouage par éléments rigides. La seconde option a été introduite par Schlosser (1982), qui a proposé une méthode de calcul connue sous l'appellation de multicritère, comportant quatre critères de rupture :

- Critère C1 : Le frottement maximum transmis par le sol au clou en sollicitation axiale (arrachement du clou) est estimé à partir du produit $P \cdot q_s$, où P désigne le périmètre du clou et q_s , le frottement latéral unitaire ; ce dernier peut être évalué à partir d'essais d'arrachement ou d'essais pressiométriques.
- Critère C2 : L'interaction normale sol-clou est limitée par la pression ultime p_u que peut supporter le sol. Elle est en général évaluée à partir de l'essai pressiométrique.
- Critère C3 : Ce critère traduit la condition de plastification du clou en traction/cisaillement au niveau de la surface de glissement.
- Critère C4 : Ce critère traduit la rupture par plastification des clous en flexion aux points de moment maximum situés de part et d'autre de la surface de rupture.

Les recommandations Clouterre 1991, rédigées dans le cadre d'un projet national de recherche appliquée, sont la synthèse de l'état des connaissances théoriques et pratiques dans le domaine du renforcement par clouage souple des sols utilisé en soutènement. L'ouvrage cloué est calculé pour différentes combinaisons de chargements qui conduisent à la ruine et en affectant, pour chacune de ces combinaisons de chargements, des coefficients pondérateurs aux actions et des coefficients de sécurité partiels aux résistances des différents éléments. L'application directe de ces recommandations (NF P 94-270 et anciennement P 94-240) au problème

du dimensionnement d'un versant naturel en glissement reste délicate. En effet, la transposition des résultats obtenus lors de l'étude des conditions de rupture d'un massif initialement stable puis renforcé, au problème du dimensionnement du clouage d'un massif en glissement n'est pas immédiate. En revanche, ces recommandations sont parfaitement adaptées au renforcement préventif des versants « douteux ».

La conception devra spécifier le type et le nombre de clous à mettre en œuvre (y compris le nombre de clous témoins), la nature du scellement, les essais de contrôle à prévoir, les dispositifs particuliers en cas d'anomalie de forage, les dimensions des plaques et le boulonnage, le schéma prévisionnel d'implantation, l'agressivité du milieu...

R1-6. MISE EN ŒUVRE

Le clouage des sols a été largement employé durant les dernières années comme une technique de stabilisation des pentes instables. Si cette technique a trouvé tant d'applications dans ce domaine, c'est parce qu'elle est aisée et rapide à mettre en œuvre et qu'elle n'affecte pas la géométrie du site.

La mise en œuvre nécessite l'emploi de machines de forage ou de battage. Si les pentes sont fortes et que l'accès est difficile, ce sont de petites machines utilisées en travaux acrobatiques qui seront employées, ce qui limite la longueur des clous mis en place.

L'implantation des clous peut faire l'objet d'une adaptation en phase travaux, sous réserve d'une validation du bureau d'étude.

Un soin particulier doit être apporté au centrage de même qu'au scellement des inclusions, réalisé par injection gravitaire en commençant par le fond du forage. On trouve aussi sur le marché des tiges autoforées au coulis pour lesquelles le forage, l'équipement et le scellement sont exécutés simultanément, avec un domaine d'application limité au terrain peu cohérent et peu ouvert.

Des pertes de coulis peuvent se produire à la traversée de lits de sols grossiers et perméables et nuire à la qualité du scellement ; l'utilisation de « chaussettes » en géotextile peut être une solution pour l'ancrage dans un substratum fracturé et/ou karstifié, ainsi que l'utilisation d'un coulis de mortier, avec procédure de réinjection. D'autre part, le coulis en excès peut perturber les écoulements d'eau et créer un barrage hydraulique dans le versant peu favorable à la stabilité.

Suivant les recommandations Clouterre, trois types d'essais de contrôle sont possibles (essais de traction statique), en plus de l'agrément traditionnel des matériaux mis en œuvre :

- essais préalables d'arrachement de clous de plot d'essai, avant ouverture du chantier, nécessaires si les incertitudes de comportement sont fortes (nature particulière du sol, par exemple),
- essais de conformité, au début du chantier, destinés à valider les hypothèses de dimensionnement (en particulier le frottement sol/clou mobilisable),
- essais de contrôle en cours de chantier, sur clous désignés à l'avance et répartis uniformément.

La qualité des coulis de scellement des armatures est contrôlée systématiquement au moment de la réalisation des essais de conformité et des essais de contrôle, et occasionnellement en cours d'exécution : mesures de densité, de viscosité et de résistance en compression simple à différents âges. Le type de clou devra également être vérifié (épaisseur, résistance, protection anticorrosion...).

R1-7. PÉRENNITÉ, PATHOLOGIE, MAINTENANCE

Les problèmes majeurs rencontrés sur ces ouvrages sont des problèmes de corrosion des armatures, notamment lorsque les clous sont situés à l'aval d'une chaussée fréquemment salée en hiver. Cela conduit à utiliser des profils d'acier avec des surépaisseurs sacrificielles à la corrosion (cf. norme NF A 05-251).

Il est recommandé, pendant plusieurs années après la réalisation de l'ouvrage, d'effectuer un suivi inclinométrique ou topographique des mouvements résiduels. L'ensemble des mesures est systématiquement consigné dans le dossier d'ouvrage. Comme indiqué dans l'introduction, deux types d'action sont nécessaires pour assurer la pérennité de l'ouvrage de stabilisation d'un glissement de terrain :

- les observations qui vont permettre de vérifier l'efficacité des confortements réalisés ; elles font l'objet du chapitre « Vie du glissement » du dossier d'ouvrage et permettent de déterminer s'il convient d'envisager des travaux complémentaires ;
- les visites permettant d'effectuer l'entretien et de vérifier le bon fonctionnement du clouage ; elles font l'objet du chapitre « Vie des dispositifs de stabilisation » du dossier d'ouvrage.

Le paragraphe « Vie du glissement » doit comporter :

- un plan du dispositif de clouage,
- les points à observer, définis par le concepteur du projet, avec par exemple :
- le relevé des niveaux piézométriques, si le site a été équipé,
- le relevé des inclinomètres en forage et les mesures topographiques, afin de mieux contrôler les mouvements résiduels,
- la périodicité des mesures à effectuer (dans le temps, en fonction des résultats de l'efficacité du confortement, la fréquence des visites peut être réduite),
- l'organisme et la personne habilités à qui le rapport de visite doit être adressé.

Le paragraphe « Vie des dispositifs de stabilisation » doit comporter :

- un plan des ouvrages de clouage réalisés,
- le détail des points à observer :
 - l'état de corrosion des têtes de clous,
 - les indices de déplacement entre le clou et le sol qui l'entoure,
 - l'extraction de clous-témoins (clous de faible longueur), tous les 5 ou 10 ans,
 - le détail des travaux d'entretien courant à réaliser : nettoyage des têtes en particulier,
- la périodicité des visites (elle est en général annuelle ou après une période de forte pluviosité), ces visites ne doivent pas avoir de limite dans le temps,
- l'époque dans l'année à laquelle les visites doivent être faites (après les périodes pluvieuses par exemple),

► L'organisme et la personne habilités à qui le rapport de visite doit être adressé. La visite régulière doit conduire à une appréciation globale correspondant à une des classes suivantes (LCPC, 2003) :

- Bon état (classe 1 de l'IQOA) : pas de travaux particuliers d'entretien ni de réparation,
- État moyen (classe 2) : un entretien spécialisé est à réaliser (préciser ces travaux),
- Mauvais état (classe 3) : soit de gros travaux sont à entreprendre, soit la conception du dispositif nécessite une étude complémentaire.

Chaque compte-rendu de visite doit comporter mention de la date de la prochaine visite.

R1-8. TECHNIQUES POUVANT ÊTRE ASSOCIÉES

Ces ouvrages sont couramment associés à des dispositifs de drainage superficiel ou profond.

Il est déconseillé de les utiliser en association avec un renforcement rigide (pieux, mur de soutènement).

R1-9. ÉLÉMENTS DE COÛT

Les coûts dépendent éminemment du chantier (amenée, forages, approvisionnement, scellement). Le coût moyen d'un clou est compris entre 80 et 160 € par mètre de clou.

R1-10. EXEMPLES

► Cette technique a été utilisée à quelques kilomètres d'Agen, dans le Lot-et-Garonne (Sève & Leca, 1994). Un glissement de terrain affectait la route nationale, construite à cet endroit en remblai sur un versant constitué de colluvions argilo-marneuses reposant sur un substratum marneux. La surface de rupture est plane et s'appuie sur le toit des marnes saines, à une profondeur de 5 mètres sous la crête du remblai. Le glissement implique la chaussée sur une vingtaine de mètres ; son pied se situe à une centaine de mètres en contrebas du versant.

Compte tenu de la faible profondeur du mouvement et de son extension réduite, un confortement par terrassements était envisageable. Toutefois, un clouage par micro-pieux a été choisi afin de ne pas perturber la circulation.

L'analyse de stabilité a permis d'établir que deux rangées de clous, placés en pied de remblai et inclinés à 45 degrés, augmenteraient de 20 % le coefficient de sécurité. Les clous, longs de 8 mètres et espacés de 2 mètres, ont été placés en quinconce en pied du remblai. Ce sont des barres Ø 25 mm scellées dans des forages de 120 millimètres de diamètre. Les mesures inclinométriques effectuées pendant une dizaine d'années après la réalisation de l'ouvrage ont montré une stabilisation du versant.

➤ À Varengeville-sur-Mer (Seine-Maritime), l'église et son cimetière marin sont menacés par des glissements de terrain au sein des sables et argiles de l'Yprésien. Le glissement du côté oriental, le plus menaçant, a été conforté par un clouage de micro-pieux associé à un mur de soutènement souple en sol renforcé (figures 59 et 60). Les micro-pieux, au nombre de 220, sont inclinés à 20 degrés sur l'horizontale et ont une longueur de 10 m ; ils sont constitués d'une armature \varnothing 25 mm en acier HA, scellée dans un forage \varnothing 100 mm. Pour réaliser un parement d'une esthétique acceptable, le béton projeté étant donc exclu, une solution de sable renforcé par fils continus (Texsol) a été adoptée ; l'ancrage de tête des micro-pieux (plaque d'acier 30 x 30 cm) est noyé dans ce mur, qui a été végétalisé.

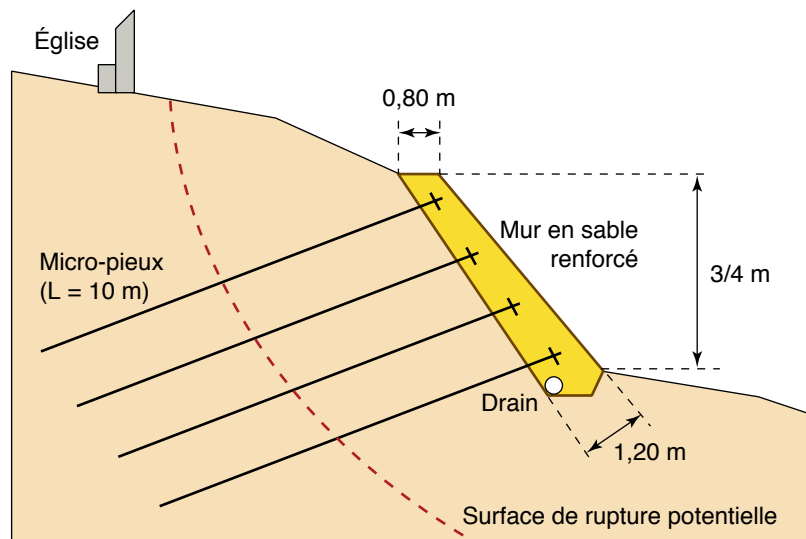


Figure 59. Coupe schématique du clouage de Varengeville-sur-Mer



Figure 60. Essai de réception d'un clou à Varengeville-sur-Mer

➤ Peu après la mise en service de la déviation autoroutière de Saint-Chamond (Loire), suite à une période pluvieuse en 1994, une amorce de glissement s'est produite au lieu-dit Le Colombier, avec tassement au niveau de la chaussée aval. Le contexte géotechnique est défavorable avec présence de schiste houiller à pendage aval et d'une mince couche plus carbonneuse et altérée de faible résistance mécanique ($\varphi' = 15$ degrés), qui a été retrouvée dans un sondage carotté réalisé lors de la campagne

de reconnaissance pour le tracé. Les inclinomètres, au nombre de trois, ont permis d'identifier un glissement plan suivant la couche charbonneuse.

La solution de stabilisation choisie (figure 61) a comporté une tranchée drainante, profonde de 3 m, implantée sur le bord amont de la chaussée, et trois rangées de clous Ø 40 mm scellés dans des forages Ø 140 mm, longs de 19 m et inclinés à 25 degrés sur l'horizontale. Aucun parement n'a été mis en place sur le talus, les efforts de traction dans les clous étant équilibrés par frottement latéral de part et d'autre de la surface de glissement.

Le calcul de dimensionnement a été mené en retenant des caractéristiques résiduelles de cisaillement dans la couche « savon » de schiste houiller. Il indique que la mobilisation de la résistance des clous est obtenue pour un déplacement de 15 mm. L'accroissement des coefficients de sécurité par rapport à la situation initiale est de 11 % avec le drainage et le rabattement de la nappe seuls, et de 16% avec l'action du clouage seul.

L'action combinée des deux solutions mises en œuvre a permis de satisfaire aux conditions d'exploitation de la déviation dans un délai rapide.

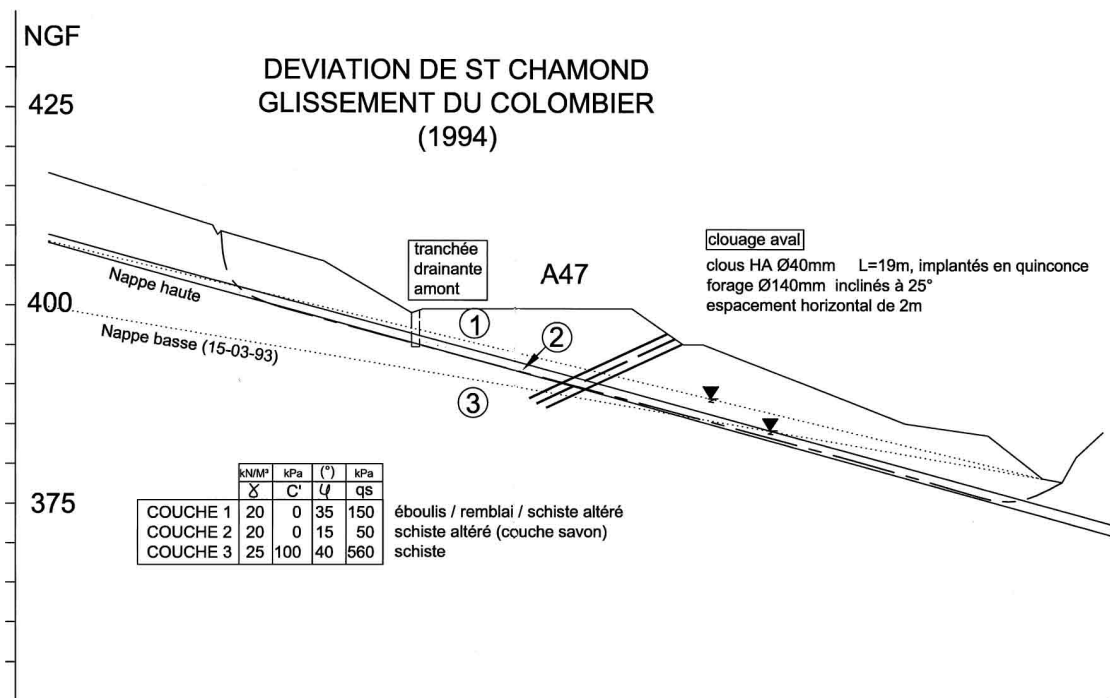


Figure 61. Traitement du glissement du Colombier.

➤ Jonction RN 201-RN 203 (Haute-Savoie) : stabilisation du ravin de la Bornalle par clouage (1991).

Ce ravin est situé sur le flanc ouest d'un anticlinal molassique à faciès marno-gréseux et s'est développé sous forme de combe dans l'épaisseur d'un banc plus tendre, marno-argileux. Les terrains superficiels sont des éboulis glaciaires et des remblais.

À deux reprises, des glissements se sont produits, en 1949 après remblaiement et en 1960 après de fortes précipitations et affouillement du pied par le Fier. Des mesures inclinométriques réalisées durant l'étude ont confirmé l'activité du glissement et précisé la direction et la profondeur du mouvement.

Les surfaces de glissement se développent dans les inter-bancs argileux et dans la molasse marneuse ; l'emprise du glissement est celle du ravin.

Le tracé routier conduit à projeter deux ouvrages de franchissement du ravin pour assurer la jonction des voies entre les deux routes nationales (figure 62) :

- une estacade en amont ① fondée sur micro-pieux renvoyant les charges dans le massif molassique sous le glissement, avec purge préalable des matériaux glissés,
- un viaduc plus en aval ② fondé sur pieux avec double chemisage dans la zone de glissement pour isoler les pieux de la masse glissée.

Pour éviter toute interaction verticale et latérale, la stabilité a été améliorée par clouage et drainage des eaux de surface au moyen d'un système de tranchées drainantes de 3 m de profondeur.

Le clouage est constitué de trois lignes de clous HA 40 mm scellés dans des forages de 114 mm et de 17 à 19 m de longueur, espacés de 1,66m ; aucun parement n'a été mis en place sur le talus, les efforts de traction dans les clous étant équilibrés par frottement latéral de part et d'autre de la surface de glissement.

Le calcul de stabilité a été mené en retenant des caractéristiques résiduelles de cisaillement dans la molasse marneuse, le long de la surface de glissement, après essai de cisaillement alterné ($c'_r = 5 \text{ kPa}$; $\varphi'_r = 13 \text{ degrés}$). Le coefficient de sécurité recherché est de 1,25 avec une ligne piézométrique haute, cas accidentel envisagé, et de 1,5 en régime hydraulique courant avec nappe rabattue.

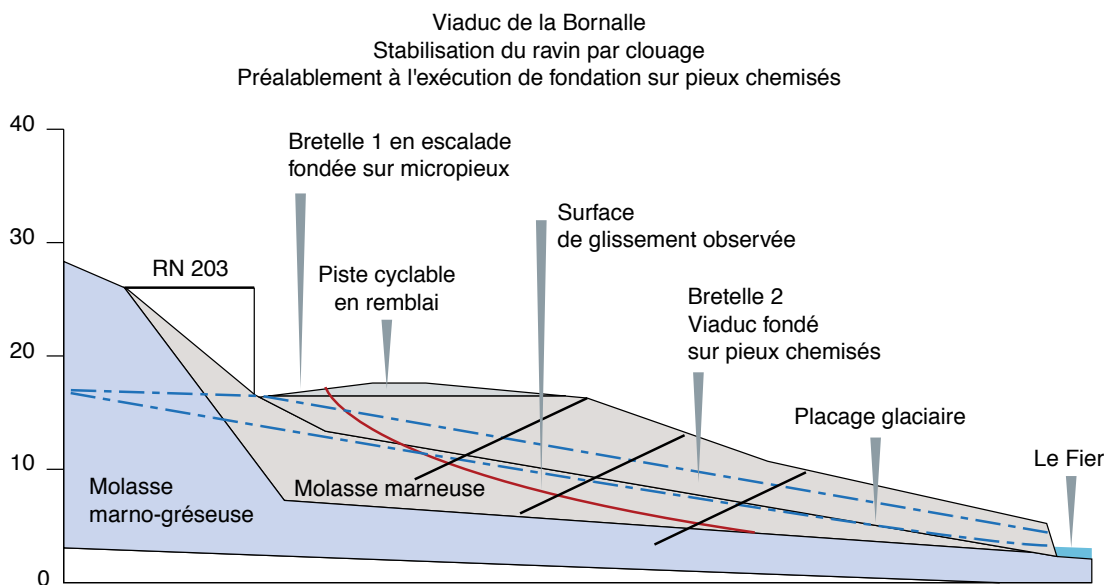


Figure 62. Glissement de La Bornalle (Haute Savoie, 74)

R1-11. BIBLIOGRAPHIE, RÉFÉRENCES PARTICULIÈRES

AFNOR NF A 05-251, « Corrosion par les sols. Évaluation de la corrosivité. Ouvrages en acier enterré », 1990.

AFNOR P 94-240, « *Renforcement des sols. Soutènement et talus en sol en place renforcés par des clous. Justification du dimensionnement* », 1998.

Remarque : Cette norme n'est pas strictement applicable aux pentes naturelles instables, mais peut fournir des indications intéressantes. Elle a été remplacée par la norme NF P 94-270 (AFNOR, 2009).

AFNOR NF P 94-270, « *Calcul Géotechnique – ouvrage de soutènement – Remblais renforcés et massifs en sols cloués* », 2009.

Blivet J.-C., « *Confortement d'un glissement de terrain par un clouage associé à un soutènement souple en sol renforcé par fils continus* », Comité Français des Géosynthétiques, Rencontres 93, 1993, p. 201-210.

Cartier G., « *La stabilisation des pentes instables par clouage* », Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° 141, 1986, pp. 45-56.

Cartier G., « *Exemples d'utilisation du clouage pour la stabilisation des pentes instables* », Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° 145, 1986, pp. 5-12.

Collectif, « *Recommandations Clouterre 1991, pour la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des soutènements réalisés par clouage des sols* », Presses des Ponts et Chaussées, 1991, 268 pages.

Delmas P., Berche J.C., Cartier G., Abdelhedi A., « *Une nouvelle méthode de dimensionnement du clouage des pentes : programme PROSPER* », Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° 141, 1986, pp. 57-66.

Gigan J.-P., Delmas P., « *Mobilisation des efforts dans les ouvrages cloués* ». *Étude comparative de différentes méthodes de calcul* », Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° 147, 1987, pp. 49-58.

La Documentation Française, « *Plan d'exposition aux risques, Mesures de prévention, Mouvements de terrain* », document rédigé par le CEMAGREF-Grenoble, l'IRIGM et SIMECSOL pour le compte la Délégation aux Risques Majeurs. 1987, 529 pages (et plus particulièrement les fiches 3.2.4.1 et 3.2.4.2.).

LCPC, « *Stabilisation des glissements de terrain - Guide technique* », collection Techniques et Méthodes des LPC, 1998, 97 pages (et plus particulièrement le chapitre 5 et l'annexe 4.).

LCPC, « *Ouvrages de soutènement. Recommandations pour l'inspection détaillée, le suivi et le diagnostic des parois clouées* », collection Guide technique, 2003, 64 pages.

Schlosser F., « *Behaviour and design of soil nailing. Proc. Symp. on recent developments in ground improvement techniques* », Bangkok, 1982, pp.399-413.

Schlosser F., Unterreiner P., « *Renforcement des sols par inclusions. «Techniques de l'ingénieur»* », C 245, 1994, 23 pages.

Sève G., Leca E., « *Dimensionnement du confortement des glissements de terrain par clouage* », Comptes-rendus, 11^e Congrès Européen de Mécanique des sols et travaux de fondations, vol. 3, 1995, pp. 179-184.

Talfumière V., « *Confortement des ouvrages en terre par la technique des clouages inclinés sur le réseau ferré français* », Comptes-Rendus, Journées Nationales de Géologie et Géotechnique 2006, 2006, pp. 141-48.

R2

CLOUAGE RIGIDE, PIEUX

R2-1. DÉFINITION - OBJECTIF

Le renforcement consiste à introduire dans le sol des éléments résistants rigides : rangées de pieux, de barrettes, de profilés métalliques, etc. (figure 63).

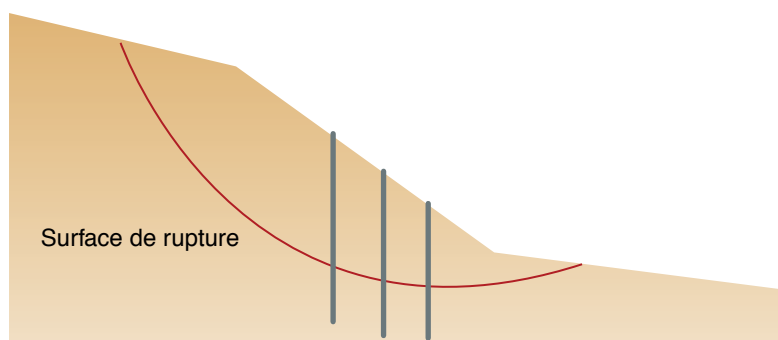


Figure 63. Schéma de principe d'un clouage rigide

Ces techniques ne s'attaquent pas à la cause des mouvements mais elles visent à s'opposer à ceux-ci par l'introduction d'éléments rigides accroissant les efforts résistants.

R2-2. PRINCIPE

La stabilisation d'un glissement de terrain par clouage rigide repose sur le principe suivant : le mouvement de la partie supérieure du massif engendre des efforts qui sont transmis par les clous au substratum dont la réaction s'oppose au mouvement. Compte tenu de leur inertie importante, les pieux ou barrettes travaillent principalement en flexion/cisaillement alors que les clous de faible inertie (fiche R1 « Clouage souple ») travaillent plutôt en traction/flexion.

Les efforts de stabilisation ne sont mobilisés qu'après un déplacement du sol.

R2-3. DESCRIPTION

Les pieux rigides les plus couramment utilisés sont :

- les pieux métalliques (tubes circulaires, profilés H) ou en béton armé, de diamètre 300 à 1200 mm (modules de rigidité EI de l'ordre de 10^2 à 10^3 MN.m²),

► les barrettes en béton armé dont l'inertie maximale est perpendiculaire à la pente, de section de l'ordre de 0,5 à 1 m par 1,5 à 3 mètres (modules de rigidité EI jusqu'à 10^4 MN.m²).

Des techniques de colonnes injectées de ciment ont parfois été utilisées pour la stabilisation de glissements lents (Terzaghi *et al.*, 2004). Leur mode d'action et de dimensionnement (augmentation de la résistance au cisaillement moyenne) les rattache plutôt aux techniques de substitution (fiche T4 « Substitution et masque »).

Les inclusions rigides sont généralement verticales et disposées en une ou plusieurs rangées dans le tiers central de la pente instable ; si elles sont trop en aval, même si elles sont stables, le glissement peut les chevaucher. Dans une rangée, l'espacement entre deux éléments est de l'ordre de deux à trois diamètres. La longueur des pieux se situe typiquement entre 10 et 25 m.

R2-4. DOMAINE D'UTILISATION

Le clouage par éléments rigides peut être utilisé pour stabiliser la majorité des glissements de terrain. C'est une technique intéressante dans les cas où les solutions par terrassements et drainages ne peuvent pas être techniquement ou économiquement mises en œuvre. Cependant, le clouage demeure de mise en œuvre délicate, voire impossible, dans le cas de glissements très actifs. Il est donc réservé aux mouvements lents (de l'ordre du centimètre par mois au maximum).

On peut, par cette technique, stabiliser des glissements de bonne ampleur qui nécessitent la reprise d'efforts importants. Cependant la profondeur habituelle des glissements stabilisés par cette technique est de 10 à 15 mètres au maximum.

R2-5. CONCEPTION

Comme dans le cas d'un clouage par micro-pieux ou clous, l'évaluation de la sécurité au glissement se fait en utilisant une méthode de calcul de stabilité de pente dans laquelle on introduit les efforts apportés par les pieux. On recherche en général un gain de sécurité de 10 à 20 %. Dans certains cas, on peut rechercher à ne stabiliser que la partie amont du glissement pour protéger l'ouvrage menacé, les pieux étant disposés immédiatement à l'aval de l'ouvrage.

Le dimensionnement d'un clouage par pieux ou barrettes se fait en justifiant une sécurité suffisante vis-à-vis de chacun des modes de ruine envisageables ; les risques de rupture se situent :

- dans le pieu (tube métallique ou pieu en béton armé) par flexion/cisaillement ; on prend en général un coefficient de sécurité de 1,5 sur la résistance interne du pieu en flexion/cisaillement ;
- au contact ou entre les pieux, en sollicitation latérale lorsque le sol s'écoule entre les inclusions (ce qui peut se produire lorsque l'espacement entre les inclusions est trop important) ;

- dans le sol, le long de la surface de rupture, par insuffisance d'efforts apportés par les pieux du fait d'un encastrement insuffisant, l'encastrement étant dans tous les cas d'au moins trois diamètres ;
- dans le sol, si un glissement se produit en profondeur sous l'ouvrage (insuffisance de fiche des pieux), soit en partie haute si le clouage est placé trop en amont sur le versant, soit en partie inférieure si le clouage est placé trop en aval sur le versant.

Le déplacement du sol en glissement mobilise latéralement le pieu. L'équilibre du massif est obtenu lorsque le pieu oppose au sol une réaction latérale suffisante. Cette dernière doit être évaluée à partir de la pression ultime. On considère que la pression limite p_{LM} mesurée à l'aide du pressiomètre Ménard est une bonne évaluation de la pression ultime, et on limite la valeur de la pression latérale à $p_{LM}/2$.

Alors qu'un clou de faible inertie se déforme essentiellement dans la direction de sa plus grande dimension, dans le cas d'un pieu utilisé pour stabiliser un glissement de terrain, la déformation résulte de la flexion et du cisaillement. L'aspect déformation revêt donc une importance particulière. C'est pourquoi est présentée ci-après la méthode de calcul de Delmas *et al.*, (1986).

Cette méthode comporte trois étapes :

- définition du déplacement maximal δ de sol, compatible avec les structures sus-jacentes ; par exemple, de l'ordre du centimètre pour un bâtiment et de plusieurs centimètres pour un ouvrage routier ;
- détermination de l'effort tranchant, de la traction et du moment de flexion engendrés dans le pieu du fait du déplacement de sol δ ;
- calcul de l'équilibre du volume de sol délimité par la surface de rupture en tenant compte des efforts de réaction des pieux déterminés précédemment, et vérification de la stabilité.

La phase de conception doit également fournir des éléments de nature à prévoir la mise en œuvre du dispositif : plan d'implantation, accessibilité au site, appréciation sur la difficulté de forer dans les sols, longueur minimale ou indications de refus (en cas de battage), raccordement des éléments métalliques, essais de contrôle, agressivité du milieu, nombre de témoins éventuels, sensibilité du milieu au bruit ou aux vibrations...

R2-6. MISE EN ŒUVRE

Le clouage des sols a été largement employé depuis une vingtaine d'années comme technique de stabilisation des pentes instables. Si cette technique a trouvé tant d'applications dans ce domaine, c'est parce qu'elle peut être aisée à mettre en œuvre et qu'elle n'affecte pas la géométrie du site. Mais des difficultés surgissent dans le cas de substratum raide (durée d'exécution et vibrations apportées au site lors d'un trépanage). En fait, il s'agit des techniques des fondations profondes : la mise en œuvre nécessite l'emploi de machines de forage ou de battage, et donc l'appel à des entreprises spécialisées (voir le fascicule n° 68 pour l'exécution des travaux de fondations des ouvrages de génie civil, et plus particulièrement les chapitres IV et VII).

L'intégrité des pieux en béton peut faire l'objet d'un contrôle sonique à partir d'une réservation prévue à cet effet. Pour les pieux nécessitant un assemblage, on contrôle

la qualité du soudage des éléments des pieux métalliques. Avec certaines techniques de mise en place, la qualité du forage doit être contrôlée, afin de minimiser l'espace annulaire sol/clou.

R2-7. PÉRENNITÉ, PATHOLOGIE, MAINTENANCE

La pérennité est assurée si les règles classiques d'exécution des pieux sont respectées, notamment pour les pieux forés en béton armé. Le dimensionnement des pieux métalliques tient compte d'une épaisseur sacrifiée en raison de la corrosion.

Le dossier d'ouvrage comprend notamment des documents sur :

- les conditions géologiques, hydrogéologiques et géotechniques relatives au site,
- les pieux (plan d'implantation, longueur, etc.),
- les matériaux utilisés (aciers, béton, coulis, protection contre corrosion),
- la mise en œuvre des pieux (problèmes rencontrés, etc.).

La partie « Vie du glissement » comprend les observations qui vont permettre de vérifier l'efficacité des confortements réalisés (et, le cas échéant, de prévoir des travaux complémentaires), en particulier un suivi inclinométrique ou topographique des mouvements résiduels.

La partie « Vie des dispositifs de stabilisation » inclut, le cas échéant, les mesures réalisées sur les pieux : déplacement des têtes par rapport à leur position d'origine, inclinométrie dans un tube placé dans le pieu ou accolé à celui-ci, capteurs de déformation du pieu.

R2-8. TECHNIQUES POUVANT ÊTRE ASSOCIÉES

Ces ouvrages peuvent être associés à des dispositifs de drainage superficiel ou profond.

R2-9. ÉLÉMENTS DE COÛT

On trouvera ci-après quatre exemples de prix, donnés à titre indicatif. On notera l'importance du poste « amenée et repli du matériel », due à l'emploi de machines spécialisées, de même que le type d'engin de mise en place dans le sol (bateur, vibreur, tarière...).

Pour des pieux tubulaires battus Ø 1 m :

- amenée et repli du matériel : 18 000 €,
- fourniture et mise en place du pieu : 280 € par mètre.

Pour des pieux tubulaires louvoyés Ø 1 m :

- amenée et repli du matériel : 45 000 €,
- fourniture et mise en place du pieu : 380 € par mètre.

Pour des pieux forés à la boue \varnothing 1 m :

- amenée et repli du matériel : 40 000 €,
- foration et coulage du béton avec armature : 320 € par mètre.

Pour des pieux forés à la tarière continue :

- amenée et repli du matériel : 30 000 €,
- foration et coulage avec armature (\varnothing 0,8 m) : 260 € par mètre.

R2-10. EXEMPLES

Cette technique a été employée pour stabiliser le glissement de terrain d'Aktéa, situé à 36 kilomètres d'Athènes (Sève *et al.*, 1996). Le glissement intéresse la route nationale qui, à ce niveau, est construite sur un ouvrage mixte déblai/viaduc.

Le versant est formé de dépôts lacustres constitués d'alternances de bancs de conglomérats et de marnes argileuses ou sableuses, avec quelques lentilles de grès. Le glissement implique l'ensemble de ces formations, ainsi que les remblais et colluvions de pente plus récents, sur une longueur de 250 mètres et sur une largeur d'une cinquantaine de mètres. La surface de rupture se situe entre 6 et 8 mètres de profondeur.

Les dimensions du glissement et l'absence d'un régime hydraulique permanent reconnu ont conduit à rejeter des solutions de stabilisation par terrassement ou drainage. En 1990, le site a été stabilisé à l'aide de 80 pieux en béton, de 1 mètre de diamètre, d'entraxe 2,5 m, de 12 mètres de longueur, sur deux rangées. Le gain de sécurité calculé lors de l'étude (logiciel PROSPER) était de 20 %, correspondant à un déplacement théorique du sol de 3 centimètres. Ce dispositif n'avait pas pour ambition de conforter l'ensemble de la pente, mais uniquement l'ouvrage. Les déplacements au niveau de l'ouvrage ont été notablement réduits, passant de 10 mm/an avant clouage à moins de 1 mm/an.

À 23 kilomètres au sud de Paris (France), la ligne de chemin de fer Paris-Lyon passe en remblai sur pente dans la vallée de l'Yerre. Un glissement de terrain lent affectait ce remblai depuis le début du XX^e siècle ; la réalisation d'une ligne à grande vitesse a imposé de réaliser des travaux afin d'arrêter les mouvements. Parmi les différentes techniques de stabilisation des glissements de terrain, le choix s'est porté sur le clouage du remblai par des pieux de béton armé, cette solution permettant de respecter les emprises et les contraintes d'exploitation ferroviaires (figure 64).

Un programme de recherche, associant le LCPC et la SNCF, a permis d'instrumenter le site et de mesurer les efforts et les déplacements dans les pieux ainsi que les déplacements du sol pendant plusieurs années (Cartier, 1986). Le substratum est constitué de marno-calcaires de Champigny ; il est surmonté par un horizon formé d'éboulis marneux, en partie inférieure, et d'argile verte en partie supérieure, sur lequel a été construit le remblai ferroviaire. La surface de glissement, déterminée par inclinométrie, se situe à une profondeur de 7 m sous le pied du remblai ; elle traverse les couches de remblai et d'éboulis d'argile et de marne et s'appuie sur le toit des calcaires.

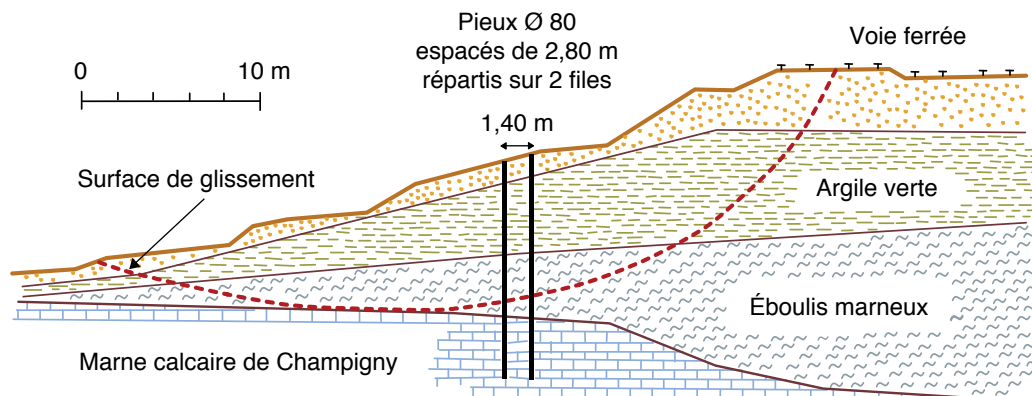


Figure 64. Profil géotechnique du site de Boussy-Saint-Antoine (d'après Cartier, 1986)

Une analyse à rebours a permis de confirmer les caractéristiques de résistance mesurées. Il n'a pas été possible de définir le régime hydraulique du versant, très perturbé par les mouvements successifs des éboulis argilo-marneux. L'analyse de stabilité a donc été réalisée en retenant une position probable de la nappe ; dans ces conditions, il aurait été aléatoire de mettre en place un confortement par drainage.

Le système de confortement choisi a été dimensionné à l'aide du logiciel PROSPER. Il consiste en deux rangées de pieux en béton armé, disposés en quinconce et espacés de 2,8 m, la distance entre chaque rangée étant de 1,4 m. Les pieux ont une longueur de 11 m, un diamètre de 750 mm et une rigidité $EI = 450 \text{ MN.m}^2$. Le moment fléchissant maximum calculé est de 250 kN.m, avec un effort de cisaillement maximum de 300 kN pour un déplacement de 2,3 cm et un gain de sécurité de 20 %.

➤ Échangeur d'Hayange (Moselle) : un glissement mobilisant $150\,000 \text{ m}^3$ de matériaux est survenu en 1988 lors des travaux de terrassement de l'autoroute A30. Il affectait les formations marneuses du Toarcien et les colluvions argileuses qui les surmontent. Très rapidement, un clouage par tubes métalliques $\text{Ø } 800 \text{ mm}$, longs de 12 m, a été mis en place dans la partie médiane du glissement, puis un drainage. Un ralentissement substantiel a été obtenu mais, l'achèvement des travaux nécessitant une élévation complémentaire du remblai, trois nouvelles lignes de tubes $\text{Ø } 1200 \text{ mm}$ ont été réalisées en 1989 : pieux longs de 15 à 20 m, fichés jusque dans les marnes après forage à la tarière sur 15 m, et disposés dans la partie haute du glissement. Enfin, en 1991, un drainage complémentaire par pompes mises en place dans des puits a permis une stabilisation quasi-complète (figure 65).

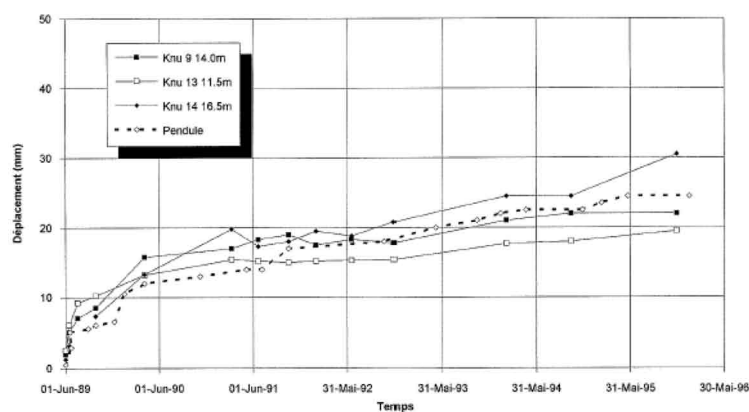


Figure 65. Glissement d'Hayange. Courbes d'évolution des inclinomètres (sondes à 9,14 m - 11,5 m - 16,5 m de profondeur) et courbe de déplacement obtenue par pendule inverse (données du LRPC Nancy).

R2-11. BIBLIOGRAPHIE, RÉFÉRENCES PARTICULIÈRES

Anagnostopoulos C., Georgiadis K., "Stabilization of a highway with piles in a landslide area", Proceedings, IXth International Symposium on Landslides, vol. 2, 2004, pp. 1697-1700.

Pour protéger une route située au niveau de l'escarpement amont d'un glissement, sur une pente de 10 degrés, deux rangées de pieux Ø 1500 mm, longs de 25 m, ont été forés verticalement en bordure de la route. L'entraxe dans une rangée est de 3 m.

Cartier G., « La stabilisation des pentes instables par clouage », Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° 141, 1986, pp. 45-56.

Cartier G., « Exemples d'utilisation du clouage pour la stabilisation des pentes instables », Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° 145, 1986, pp. 5-12.

Delmas P., Berche J.C., Cartier G., Abdelhedi A., « Une nouvelle méthode de dimensionnement du clouage des pentes : programme PROSPER », Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° 141, 1986, pp. 57-66.

Evangelista A., Lirer S., Pellegrino A., Ramondini M, Urcioli G., "Interpretation of field measurements for slope stabilising piles. Proceedings", IXth International Symposium on Landslides, vol. 2, 2004, pp. 1593-1598.

Expérimentation par mise en place, dans un versant en mouvement sur 5 m d'épaisseur, de cinq tubes verticaux en acier Ø 400 mm, instrumentés et suivis jusqu'à leur plastification.

Gigan J.-P., Delmas P., « Mobilisation des efforts dans les ouvrages cloués. Étude comparative de différentes méthodes de calcul », Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° 147, 1987, pp. 49-58.

Hong W.P., Han J.G., Song Y.S., Shin D.S., "Reinforcement effect of stabilizing piles in large-scale cut slope", Proceedings, IXth International Symposium on Landslides, vol. 2, 2004, pp. 1579-1583.

Suite à l'amorce d'un glissement survenu au cours de terrassements, des pieux verticaux Ø 500 mm (tube circulaire avec profilé en H scellé au coulis de ciment à l'intérieur), de 25 m de profondeur, espacés de 1,5 m, ont été mis en place et instrumentés.

La Documentation Française, « Plan d'exposition aux risques, Mesures de prévention, Mouvements de terrain », document rédigé par le CEMAGREF-Grenoble, l'IRIGM et SIMECSOL pour le compte la Délégation aux Risques Majeurs. 1987, 529 pages (et plus particulièrement la fiche 3.2.4.2.).

LCPC, « Stabilisation des glissements de terrain - Guide technique », collection Techniques et Méthodes des LPC, 1998, 97 pages (et plus particulièrement l'annexe 6.).

Ministère de l'Équipement, des Transports et du Tourisme, « Exécution des travaux de fondation des ouvrages de génie civil », fascicule n° 68 du CCTP Travaux, 1993.

Chapitre IV : Fondations par pieux exécutés en place et puits.

Chapitre VII : Parois moulées dans le sol).

Sève G., Leca E., « Dimensionnement du confortement des glissements de terrain par clouage », Comptes rendus, 11^e Congrès Européen de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations, vol. 3, 1995, pp. 179-184.

Sève G., Frank R., Zervogiannis H., Berche J.C., Papon P., « Étude expérimentale de la stabilisation d'un glissement de terrain par des pieux de gros diamètre », Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° 204, 1996, pp. 53-64.

Terzaghi S., Okada W., Houghton L., *“Deep soil mixing in New Zealand – role in slope stabilisation”*, Actes, Symposium International sur l’Amélioration des sols en place (ASEP-GI 2004), Presses de l’ENPC/LCPC, 2004, pp. 285-293.

Colonnes de mélange sol-ciment de 0,13 m² de section, jusqu’à 8,5 m de profondeur, employées sur de nombreux sites de déformation lente des routes (fluage).

R3

TIRANTS D'ANCRAGE

R3-1. DÉFINITION - OBJECTIF

Les tirants (précontraints), parfois appelés ancrages actifs, sont une technique de stabilisation reposant sur la mise en tension d'inclusions métalliques ancrées dans un substratum stable.

Ces techniques ne s'attaquent pas à la cause des mouvements mais visent à bloquer les déformations. Elles sont intéressantes dans les cas où les solutions curatives (terrassements et drainages) ne peuvent pas être techniquement ou économiquement mises en œuvre.

R3-2. PRINCIPE

Le principe consiste à accroître les efforts résistants par ajout d'efforts extérieurs stabilisateurs et par augmentation de la résistance au cisaillement résultant de l'accroissement des contraintes normales effectives sur la surface de rupture (figure 66). Pour ce faire, on ancre des tirants dans le terrain stable situé au-delà de la surface de rupture et on leur applique en tête un effort de traction Φ tel que l'on améliore le coefficient de sécurité F vis-à-vis de la rupture d'une valeur $\Delta F/F_0$ suffisante. Cet effort doit être réparti sur la surface du terrain par l'intermédiaire de plaques ou de massifs en béton armé. Dans de nombreux cas, un mur ou des longrines assurent une liaison entre les têtes d'ancrages.

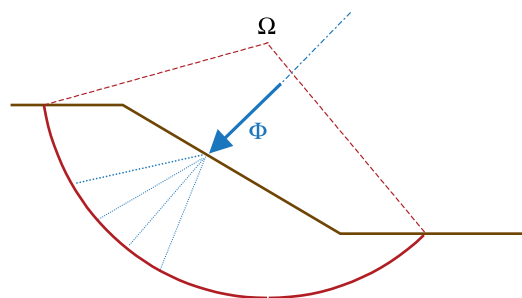


Figure 66. Schéma de principe de l'action d'un tirant

R3-3. DESCRIPTION

On utilise habituellement des tirants constitués de torons scellés par injection (avec un coulis de ciment, par exemple) sur une partie de leur longueur dans la zone stable

du massif. Il existe un grand nombre de variantes technologiques, aussi bien de la tête que du corps du tirant (LCPC, 2003).

Les longueurs des tirants varient couramment de 15 à 40 mètres, les tensions de service de 300 kN à 1500 kN. Les tirants sont disposés en une ou plusieurs rangées ; chaque tirant repose en tête sur un massif de réaction en béton ou, plus généralement, sur une longrine en béton armé. On peut laisser des réservations dans la structure de répartition des efforts en surface afin de pouvoir, si besoin est, compléter le dispositif par des tirants additionnels.

R3-4. DOMAINE D'UTILISATION

L'application de cette technique à la stabilisation de glissements est relativement peu fréquente car, comme pour les murs de soutènement, les efforts engendrés par les mouvements sont très importants et difficiles à évaluer. En pratique, cette technique sera donc limitée aux glissements de faible extension. D'autre part, si la vitesse de glissement est élevée, on risque de rompre les premiers tirants mis en tension, avant que la totalité du dispositif soit opérationnelle.

On notera que les ancrages associés à des rideaux (palplanches, parois moulées) sont généralement mal adaptés à la configuration des glissements de versants naturels, du fait notamment des modifications apportées au champ des écoulements hydrauliques.

De nombreux exemples de stabilisation par ancrages actifs sont présentés dans la littérature technique. On constate toutefois que la plupart des cas concernent des applications à titre préventif sur parois en déblai (ouvrage de soutènement). Il est en effet judicieux d'utiliser des poutres ou voiles ancrés pour améliorer la stabilité de pentes en limite de stabilité, ou pour compenser le déchargement dû à une excavation en pied de versant. Les ancrages actifs sont souvent aussi employés pour la stabilisation de glissements rocheux banc sur banc, à pendage aval.

R3-5. CONCEPTION

L'utilisation de tirants précontraints suppose :

- qu'on détermine la force d'ancrage (et son inclinaison) nécessaire par mètre de largeur du glissement,
- qu'on justifie le choix et les caractéristiques des tirants.

On fera référence à la norme NF EN 1537 (P 94-321, AFNOR, 2000), et NF P 94-153 (AFNOR, 1993) pour tous les éléments de conception et d'essai de réception. On insistera néanmoins sur un certain nombre de points sensibles.

Le premier point est la nécessité d'une étude de stabilité. Quand le glissement est quasi-plan, les calculs sont assez simples et peuvent être conduits à la main. Lorsque la surface de glissement n'est pas plane, on utilise un logiciel de calcul de stabilité adapté permettant d'introduire des efforts extérieurs, définis par leur intensité et leur inclinaison sur l'horizontale.

Dans tous les cas, il est souhaitable de considérer un pourcentage minimal d'amélioration de la sécurité, $\Delta F/F_0$ de 20 %. Les caractéristiques des tirants découleront de l'analyse de stabilité. On choisit un espacement et une traction unitaire permettant une bonne répartition de l'effet de l'ancrage sur la pente. On doit également vérifier que le sol n'atteint pas l'état de butée derrière les plaques de réaction, auquel cas il y aurait plastification du sol.

La position du bulbe d'ancrage est définie par rapport à la position de la surface de rupture critique ; les caractéristiques de l'ancrage doivent être justifiées selon la réglementation en vigueur (essais d'arrachement selon la norme NF EN 1537 (P 94-321), recommandations T.A.95 – CFMS, 1995).

La conception devra spécifier le type et le nombre de tirants à mettre en œuvre (y compris le nombre de témoins), la nature du scellement, les essais de contrôle à prévoir, les dispositifs particuliers en cas d'anomalie de forage, les dimensions des plaques et le boulonnage, le schéma prévisionnel d'implantation, l'agressivité du milieu...

R3-6. MISE EN ŒUVRE

La mise en œuvre de tirants d'ancrage nécessite des équipes expérimentées et disposant de moyens techniques adaptés. La mise en tension s'effectue lorsque le coulis de scellement du bulbe d'ancrage est suffisamment résistant, soit 7 à 10 jours. Des essais de traction sur des tirants d'essai présentant les mêmes caractéristiques de résistance et de mise en œuvre que les tirants définitifs doivent être réalisés afin de justifier les choix du dimensionnement et de roder les équipes de chantier (selon les recommandations TA 95 - CFMS, 1995).

L'attention doit être attirée sur les dommages pouvant être causés à la protection d'un tirant (tube, coulis, gaine), voire au tirant lui-même, si un forage ultérieur (un drain, par exemple) le rencontre.

Au démarrage des travaux, la nature des matériaux (barre d'ancrage, plaque, écrou, coulis...), de même que les procédures de mise en œuvre seront vérifiées.

R3-7. PÉRENNITÉ, PATHOLOGIE, MAINTENANCE

Deux causes principales ont à l'origine des désordres : la poursuite du mouvement (malgré le renforcement) et la corrosion.

On connaît certains cas de ruptures de tirants par excès de tension dû au mouvement de la pente : route d'accès au tunnel du Fréjus par exemple (rupture de 12 tirants entre 1981 et 1986).

Il est prudent de se réserver la possibilité de venir reprendre la tension dans les tirants (il est nécessaire de prévoir une longueur suffisante des torons au-delà du système de clavetage), en cas d'augmentation comme de diminution de celle-ci. Pour ce faire,

il est judicieux de prévoir un suivi des déformations du terrain (au moyen de tubes inclinométriques) ainsi que des cales dynamométriques pour la surveillance des tensions dans les tirants. Les mesures doivent être relevées régulièrement (périodicité semestrielle ou annuelle en phase de service de l'ouvrage, par exemple) ; comme pour les inclinomètres, une mesure de zéro des cales dynamométriques doit être réalisée.

Il est possible aussi de laisser des réservations sur la poutre de liaison, permettant de compléter le dispositif si nécessaire (figure 67).



Figure 67. Tirants avec poutres de liaison et réservations pour tirants supplémentaires

Quand il s'agit de stabiliser un glissement, il est assez rare que l'on connaisse parfaitement le champ des déplacements dans le massif, et que les efforts à reprendre en tout point du glissement soient homogènes. Par ailleurs, si une méthode de renforcement par tirants d'ancrage est retenue, on doit s'assurer que l'instabilité ne va pas se réactiver pendant la durée du chantier du fait des terrassements et des conditions météorologiques. Une bonne reconnaissance préalable du site est nécessaire (présence de zones de faiblesse, de failles, etc.). D'autre part, peu d'informations existent sur le comportement à long terme de ce type d'ouvrage et sur le mode de répartition des efforts dans la masse instable ainsi que les contraintes générées à court terme. Il est de plus difficile d'évaluer la pérennité des tirants si un mouvement lent se poursuit pendant la phase de stabilisation ; l'expérience récente tend à montrer qu'après quelques années et parfois quelques mois, le sol subit un fluage plastique au niveau des plaques d'ancrage et l'on voit diminuer la tension dans les ancrages. Ces phénomènes sont en général accompagnés d'une reprise des mouvements. De plus, les pathologies récentes observées sur des glissements de terrain traités par des tirants précontraints engagent à recommander cette technique plutôt pour des sites qui n'ont pas encore glissé (en limite de stabilité ou sur lesquels on envisage de réaliser des travaux qui modifient les conditions de stabilité).

Il y a lieu bien entendu de prendre en considération le risque de corrosion des aciers, qui conditionne la durée de vie du dispositif ; le corps et la tête du tirant devront être protégés soigneusement (la protection des têtes peut aussi avoir comme objectif d'éviter les dégradations par vandalisme). Le ciment utilisé pour le scellement doit être adapté à l'agressivité du milieu (LCPC, 2003 ; LCPC, 2009).

Le dossier d'ouvrage comprend notamment des documents sur :

- les conditions géologiques, hydrogéologiques et géotechniques relatives au site,
- les tirants (nombre, géométrie...),
- les matériaux utilisés (aciers, coulis, protection contre corrosion),
- la mise en œuvre des tirants (mise en tension, pressions d'injection, problèmes rencontrés, etc.).

La partie « Vie du glissement » comprend en particulier un suivi inclinométrique ou topographique des mouvements résiduels.

La partie « Vie des dispositifs de stabilisation » doit comporter (LCPC, 2009) :

- un plan d'implantation des tirants réalisés,
- le détail des points à observer :
 - l'état de corrosion des têtes : examen visuel des têtes, enlèvement du capot, etc. avec observation notamment des dégradations mécaniques, de la corrosion, des venues d'eau,
 - l'état de la poutre de liaison,
 - l'état de tension des tirants (sur- ou sous-tension),
 - les mesures géodésiques sur les têtes ;
- le détail des travaux d'entretien courant à réaliser, qui comprennent typiquement :
- la lutte contre la corrosion (nettoyage des têtes, application de produits anticorrosion) ;
- les travaux complémentaires à effectuer :
- la reprise de la tension ;
- l'injection complémentaire à partir de la tête ;
- la périodicité des visites (elle est en général annuelle),
- l'organisme et la personne habilités à qui le rapport de visite doit être adressé. La visite régulière doit conduire à une appréciation globale correspondant à une des classes suivantes (LCPC, 2003) :
 - Bon état (classe 1 de l'IQOA) : pas de travaux particuliers d'entretien ni de réparation,
 - État moyen (classe 2) : un entretien spécialisé est à réaliser (préciser ces travaux),
 - Mauvais état (classe 3) : soit de gros travaux sont à entreprendre, soit la conception du dispositif nécessite une étude complémentaire.

Chaque compte-rendu de visite doit mentionner la date de la prochaine visite.

R3-8. TECHNIQUES POUVANT ÊTRE ASSOCIÉES

On associe habituellement à cette technique un dispositif de drainage et éventuellement un mur de soutènement ancré par les tirants.

R3-9. ÉLÉMENTS DE COÛT

Il s'agit d'une technique assez onéreuse : 150 à 300 € par mètre de tirant.

R3-10. EXEMPLES

- Côte des Basques à Biarritz (Sève *et al.*, 1994) : Cette falaise, d'une cinquantaine de mètres de hauteur et formée d'une alternance de marno-calcaires, est soumise à une érosion régressive intense. La solution de confortement choisie a consisté à installer dans les alluvions supérieures des profilés H fichés dans les marnes. Un terrassement par phases successives a ensuite été réalisé à l'aval immédiat de ces profilés, avec mise en place de tirants et treillis soudés et gunitage entre profilés. La paroi berlinoise ainsi réalisée, sur une longueur de 100 m, représente 397 m² de surface ; elle a été ancrée par 104 tirants (2216 mètres), précontraints entre 450 et 550 kN (LCPC, 1998).
- À Mont-de-Marsan, remblai d'accès au pont Saint-Médard (LCPC, 1998) : tirants de 330 kN, inclinés à 65 degrés sur la verticale et espacés de 1,40 m, en quinconce sur deux files.
- Déblai de Sobache, près de Sainte-Croix-aux-Mines (Haut-Rhin) sur la RN 59 : suite à des désordres apparus lors des terrassements dans des gneiss fracturés et altérés, 16 tirants de 21 m de long, soit un effort de 400 kN par mètre linéaire de talus, ont été mis en place en 1993 ; de nouveaux mouvements ayant été décelés peu après, intéressant des couches plus profondes que prévu et affectant en particulier un cimetière militaire, le dispositif a été complété par un important drainage au moyen de drains subhorizontaux et par des tirants complémentaires : trois lignes de tirants précontraints (60 au total) ont été mises en place fin 1994, longs de 30 m (scellement sur 10 m et longueur libre de 20 m), tendus à 1000 kN environ, espacés de 2 m et s'appuyant sur des poutres en béton armé. Trois d'entre eux sont équipés d'une cale dynamométrique et font l'objet d'un suivi, de même qu'un réseau de piézomètres permet de contrôler le rabattement de la nappe.
- Autoroute A 43 : Le déblai de Saint-Martin-la-Porte a été réalisé dans la langue d'un ancien grand glissement aujourd'hui stabilisé, surmontant un cône de déjection torrentiel. Le projet (figure 68) comporte cinq nappes de tirants et une paroi drainante (fiche D1 « Tranchées drainantes et éperons drainants »).

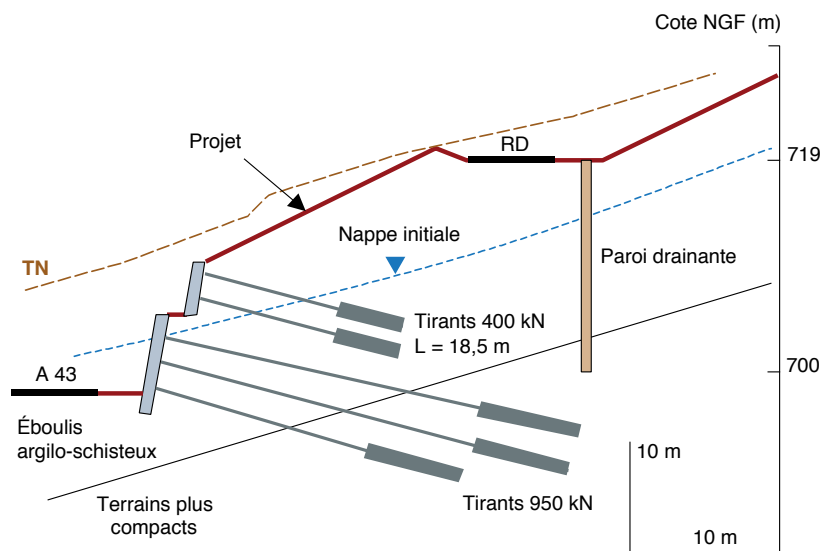


Figure 68. Déblai de Saint-Martin-la-Porte (autoroute A 43)

- Autoroute A 43 (Bergère et Moulin, 2005) : Dans le secteur des Sorderettes, les travaux de creusement en tunnel de la voie montante ont contribué à déstabiliser les

formations de pente, constituées de schistes et grès altérés, situées au-dessus (volume instable d'environ 200 000 m³). Le projet de déblai pour la voie descendante a dû être revu et les drainages et renforcements initialement prévus ont été notablement complétés, en parallèle avec un adoucissement de la pente dans la partie amont. Le dispositif inclut en particulier huit nappes de tirants de 30 à 50 m de longueur. En phase chantier, le suivi a été assuré par des constats visuels, des cibles topographiques (224), des piézomètres (24), des inclinomètres (12) et des cellules dynamométriques (67) ; pour ces dernières, un seuil d'alerte était fixé à +/- 10 % de variation par rapport à la tension théorique. Après la mise en service de l'autoroute, le contrôle du site a été maintenu, mais allégé en fonction des stabilisations observées. La figure 69 montre les mesures de tension réalisées sur les tirants de contrôle d'une poutre tirantée, dont la tension théorique est de 1274 kN ; les tensions évoluent dans les limites requises avec une légère tendance à diminuer. La cellule B14-2 se distingue par son instabilité depuis la mise en service de l'autoroute alors que les mesures topographiques, y compris en février 2004, ne présentent aucune déformation apparente sur le parement de la poutre : à ce stade, la capacité du tirant n'est pas remise en cause, par contre le remplacement de la cellule est envisagé.

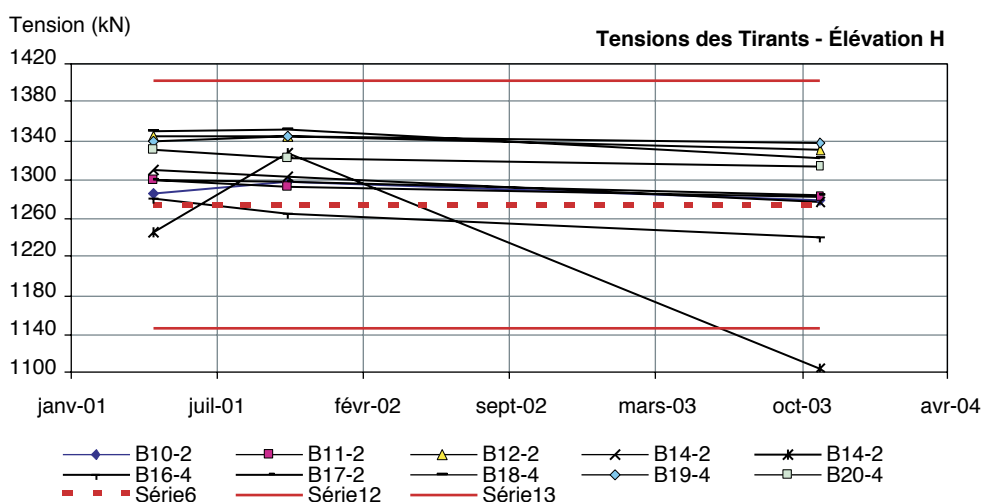


Figure 69. Mur de soutènement MS 222-5 du secteur des Sorderettes – Mesures de la tension des tirants sur l'élévation H, depuis la mise en service. Les barres rouges indiquent les seuils à +/- 10 % de la valeur théorique (d'après Bergère & Moulin, 2005).

R3-11. BIBLIOGRAPHIE, RÉFÉRENCES PARTICULIÈRES

AFNOR NF P 94-153, « Sols : reconnaissance et essais. Essai statique de tirant d'ancrage », 1993.

AFNOR NF EN 1537 (P 94-321), « Exécution de travaux géotechniques spéciaux - tirants d'ancrage », 2000.

Allagnat D., « La méthode observationnelle : réexaminer le dimensionnement d'un ouvrage géotechnique pendant les travaux », Travaux, n° 807, 2004, pp. 57-64.

Confortement d'un glissement lent dans le Jura par drainage et poutres tirantées. Dans un premier temps, le drainage a été réalisé, suivi des poutres équipées seulement de

116 tirants sur 216 envisagés ; le complément ne sera mis en œuvre que si des mouvements résiduels significatifs subsistent. Coût de la tranche ferme : 1,9 M€.

Bergère A., Moulin M., « *Réalisation, suivi, évolution et maintenance des ouvrages de l'A 43* », Symposium GEOLINE 2005, Lyon, CD-ROM publié par BRGM-Éditions, 2005.

Bundesamt für Strassen, « *Richtlinie : Boden- und Felsanker* », Bern, 1999, 24 pages.

CFMS, « *Tirants d'ancrages : recommandations TA 95* », Eyrolles, 1996, 151 pages.

Direction des Routes, Instruction technique du 19 octobre 1979 pour la surveillance et l'entretien des ouvrages d'art - 2^e partie : dispositions particulières. Fascicule 51 : ouvrages de soutènement. Sous-fascicule 51.2 : les tirants d'ancrages. Guide technique Sétra référence F800912, 1985, 29 pages (modifié par circulaire du 26 décembre 1995).

LCPC, « *Stabilisation des glissements de terrain - Guide technique* », collection Techniques et Méthodes des LPC, 1998, 97 pages (et plus particulièrement les pages 57 à 62).

LCPC, « *Ouvrages de soutènement. Recommandations pour l'inspection détaillée, le suivi et le diagnostic des poutres et voiles ancrés par tirants précontraints* », collection Guide Technique, 2003, 76 pages.

LCPC, « *Maintenance des ouvrages de protection contre les instabilités rocheuses – Pathologie et gestion des ouvrages* », collection Guide Technique, 2009, 67 pages et 1 CD-ROM.

Sève G., Bustamante M., Balestra M., « *Les travaux de protection de la Côte des Basques à Biarritz* », 7^e congrès de l'Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur, vol. 4, 1994, pp. 3033-3043.

Sétra, « *Guide méthodologique. IQOA – MURS. Murs de soutènement* », collection Guide technique, 2005, 48 pages.

R4

SOUTÈNEMENTS RIGIDES

R4-1. DÉFINITION - OBJECTIF

Les ouvrages de soutènements rigides (murs en béton) ont pour objectif d'empêcher le mouvement du sol.

Ces techniques ne s'attaquent pas à la cause des mouvements mais visent à réduire ou à arrêter les déformations.

R4-2. PRINCIPE

Le principe de stabilisation consiste à bloquer tous les mouvements de terrain par un ouvrage capable d'encaisser les efforts engendrés par la masse en mouvement.

De façon générale, les ouvrages rigides ne sont pas les mieux adaptés à la stabilisation des glissements de terrain. Outre l'aspect de l'incompatibilité des déformations, le dimensionnement doit prendre en compte les efforts très importants engendrés par le glissement.

R4-3. DESCRIPTION

Le mur de soutènement stabilisateur est généralement un mur en béton armé (mur poids, caisson, cantilever ou chaise) construit en partie basse du glissement. L'ouvrage peut également être installé en étages, plusieurs petits murs permettant de réaliser des terrasses sur le versant. Ces murs peuvent également être ancrés par des tirants ou par des clous.

Les efforts engendrés par le glissement sont généralement très importants, ce qui conduit au dimensionnement de structures très lourdes.

R4-4. DOMAINE D'UTILISATION

Ce type d'ouvrage de stabilisation est habituellement utilisé pour des glissements peu profonds et en zone montagneuse où les contraintes d'emprise prédominent. Leur mise en place suppose qu'un niveau de fondation correct a été trouvé : les cas

les plus favorables sont ceux où le substratum est suffisamment proche pour que l'on puisse y asseoir le mur.

Les ouvrages rigides sont souvent utilisés pour réaliser les soutènements de petits déblais (hauteur généralement inférieur à 4 ou 5 mètres).

R4-5. CONCEPTION

Les mécanismes de rupture ne diffèrent pas de ceux classiquement pris en compte dans la justification d'un ouvrage de soutènement :

- stabilité au poinçonnement du sol de fondation ; on tient compte, le cas échéant, de la pente aval qui réduit la capacité portante (coefficient réducteur $i_{\delta\beta}$ du fascicule 62 - titre V) ;
- stabilité au renversement : pour les sols meubles, on applique la règle dite du tiers central pour la résultante des forces sur la fondation ; pour le rocher, on vérifie la sécurité au basculement ;
- stabilité au glissement sur la base ;
- stabilité au grand glissement d'ensemble (figure 70) ;
- stabilité interne de l'ouvrage en prenant en compte les efforts que le glissement engendre sur le soutènement. Lorsque l'ouvrage est correctement fondé et suffisamment résistant vis-à-vis des efforts qui lui sont appliqués, il reste fixe. Les efforts apportés par les masses en mouvement en amont sont, de ce fait, supérieurs aux efforts de poussée, tout en restant majorés par les valeurs limites de butée. Aussi la pratique est de dimensionner l'ouvrage en prenant en compte un effort limite de butée du sol en amont ; cet effort peut être estimé, par exemple, à l'aide des tables de Caquot et Kérisel (Caquot *et al.*, 1973).

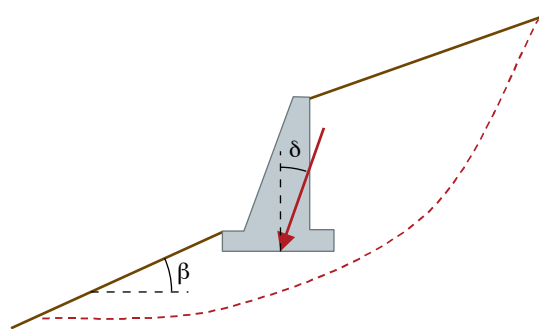


Figure 70. Mur-poids

Il est également nécessaire de vérifier que le phénomène de déversement du sol par-dessus l'ouvrage de soutènement ne peut se produire (Blondeau et Virollet, 1976). S'il apparaît que ce déversement est possible, il est nécessaire de construire un deuxième ouvrage de soutènement, en amont sur le versant.

Dans tous les cas, la conception prévoit le dimensionnement du drainage à associer à l'ouvrage. L'agressivité du milieu pourra alors être précisée.

R4-6. MISE EN ŒUVRE

La réalisation de ce type d'ouvrage doit se faire par plots de faible largeur, afin de limiter les risques d'accélération des mouvements. Le cas le plus délicat est celui de murs en L pour lesquels un terrassement provisoire important est nécessaire avant remblaiement derrière le mur. On préférera en général les ouvrages qui exigent le moins de terrassement possible, murs-poids par exemple, pour éviter une déstabilisation de l'amont pendant les travaux.

Un drainage derrière le mur est indispensable. La présence de barbacanes en nombre suffisant est à prévoir. On doit veiller à protéger du gel les exutoires s'il y a lieu.

R4-7. PÉRENNITÉ, PATHOLOGIE, MAINTENANCE

Comme dans le cas d'un ouvrage de soutènement classique, il y a lieu de réaliser une inspection et un entretien régulier de l'ouvrage (Sétra, 2005 ; LCPC, 2003 ; LCPC, 2009).

Rappelons que deux types d'action sont nécessaires pour assurer la pérennité de l'ouvrage de stabilisation d'un glissement de terrain :

- les observations qui vont permettre de vérifier l'efficacité des confortements réalisés ; elles font l'objet du paragraphe « *Vie du glissement* » du dossier d'ouvrage et permettent de déterminer s'il convient de prévoir des travaux complémentaires ;
- les visites permettant d'effectuer l'entretien et de vérifier le bon fonctionnement des ouvrages de stabilisation ; elles font l'objet du paragraphe « *Vie des dispositifs de stabilisation* » du dossier d'ouvrage.

Le dossier d'ouvrage comprend notamment des documents sur :

- les conditions géologiques, hydrogéologiques et géotechniques relatives au site,
- les ouvrages de soutènement (plan d'implantation, longueur, etc.),
- les matériaux utilisés (béton),
- la mise en œuvre (problèmes rencontrés, etc.).

La partie « *Vie du glissement* » comprend en particulier un suivi inclinométrique ou topographique des mouvements résiduels.

La partie « *Vie des dispositifs de stabilisation* » inclut les observations visuelles (fissuration, suintements d'eau, état des barbacanes, etc.) et, le cas échéant, les mesures réalisées sur les murs : clinométrie, géodésie.

R4-8. TECHNIQUES POUVANT ÊTRE ASSOCIÉES

Des techniques de drainage et de canalisation des eaux de surface sont habituellement associées, éventuellement du clouage (fiche R1 « Clouage souple ») ou des tirants (fiche R3 « Tirants d'ancrage »).

R4-9. ÉLÉMENTS DE COÛT

Le coût est très dépendant des conditions de réalisation de chantier : 300 à 700 € le mètre carré de parement.

R4-10. EXEMPLES

► Blondeau et Virollet (1976) décrivent une application de cette technique sur le site de La Fouillouse (Loire). Le glissement s'est produit sur un versant naturel de 18 degrés de pente moyenne, après qu'on eut entaillé le pied de la colline lors de terrassements autoroutiers. Les matériaux concernés par les mouvements sont constitués d'apports sédimentaires bréchiqes qui reposent sur un substratum de micaschistes. Il est vraisemblable que le déchargement a réactivé un glissement fossile des matériaux de pente.

Malgré un adoucissement général de la pente et du talus de l'autoroute, les fissures apparues en amont dès le début des travaux se sont développées vers l'amont et les désordres se sont accentués. Afin de préserver l'autoroute, le maître d'œuvre a décidé de soutenir le talus en construisant une longrine en béton armé fondée sur un rideau de pieux forés de 1 mètre de diamètre. On a alors constaté que le glissement se poursuivait en amont de l'ouvrage et parvenait même à le recouvrir localement. Par la suite, l'ouvrage a cédé sous la pression des terres et un déplacement de la longrine d'environ 70 centimètres a été enregistré. Ces désordres ont été imputés à une insuffisance de l'encastrement des pieux et à une sous-estimation importante des efforts appliqués à la structure (basée sur la prise en compte d'un état limite de poussée). La solution définitive a reposé sur la mise en place d'une butée (fiche T2).

► Glissement de Moulin Ravier sur la RN 212 (Savoie) : dans ce secteur, les gorges de l'Arly sont affectées de glissements de versant de types superficiel, du fait de la forte pente du talus, et profond, en liaison avec l'érosion du lit de la rivière située en aval de la RN 212.

Les murs de soutènement bordant en amont la RN 212 retiennent des éboulis de micaschistes ; ils ont été mis en place et renforcés il y a plus de 50 ans, et subissent aujourd'hui des poussées excessives avec rupture par glissement et renversement (figure 71). Les éboulis sont en reptation lente et ont tendance à se déverser au-dessus des murs, qui ont été rehaussés. Cet exemple montre la difficulté de retenir des glissements de grande ampleur par des ouvrages rigides et insuffisamment dimensionnés.

Le mur en maçonnerie a été renforcé en 2005 par un contre-mur de béton armé en L, stabilisé au glissement et au renversement par un clouage de pied, avec pré-tension, et rehaussé localement par des éléments de gabions souples, s'appuyant sur un sol renforcé par géotextile pour éviter les poussées en tête du voile du mur (figure 72).

Un drainage interne par drains subhorizontaux complète les éléments de stabilisation au grand glissement. On allie ainsi plusieurs deux types de murs et de procédés (augmentation de la butée de pied et drainage) pour mieux répondre aux causes et à la cinématique du phénomène.



Figure 71. Déversement des murs anciens sur la RN 212

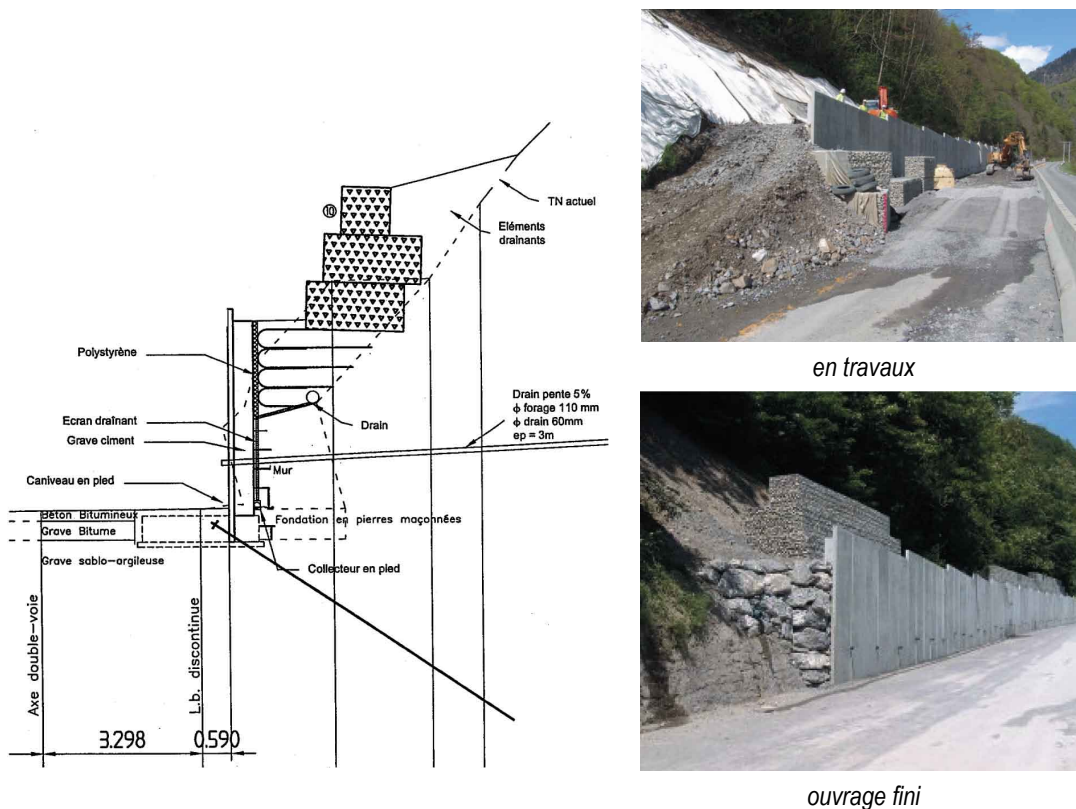


Figure 72. L'ouvrage de renforcement du glissement de talus amont de la RN 212

R4-11. BIBLIOGRAPHIE, RÉFÉRENCES PARTICULIÈRES

Blondeau F., Virollet M., « *Comportement des murs de soutènement en zone instable* », Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° spécial II, 1976.

Caquot A., Kerisel J., Absi E., "*Active and passive earth pressure tables*", Balkema, Rotterdam, 1973, 220 pages.

LCPC, « *Stabilisation des glissements de terrain. Guide technique* », collection Techniques et Méthodes des LPC, 1998, 97 pages (et plus particulièrement le paragraphe § 5.1.1.).

LCPC, « *Ouvrages de soutènement. Recommandations pour l'inspection détaillée, le suivi et le diagnostic des poutres et voiles ancrés par tirants précontraints* », collection Guide Technique, 2003, 76 pages.

LCPC, « *Maintenance des ouvrages de protection contre les instabilités rocheuses. Pathologies et gestion des ouvrages* », collection Guide technique, 2009, 67 pages et 1 CD-ROM.

Ministère de l'Équipement, fascicule 62 - titre V : Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil, 1993.

Ministère de l'Équipement, Instruction technique pour la surveillance et l'entretien des ouvrages d'art, 2^{ème} partie, fascicule 01 : Dossiers d'ouvrages, 2000.

Sétra, « *Les ouvrages de soutènement – Guide de conception générale* », 1998, 154 pages.

Sétra, « *Guide méthodologique. IQOA – Murs. Murs de soutènement* », collection Guide technique, 2005, 48 pages.

Fascicule 5

TECHNIQUES PASSIVES

Les techniques passives consistent à agir au niveau de l'élément à protéger, en le rendant insensible au mouvement, sans chercher à stopper ou ralentir le glissement : c'est l'attitude qui consiste à « vivre avec le glissement », courante dans le cas de glissements peu actifs et d'enjeux faibles (figure 73), mais employée parfois en dernier recours lorsque d'autres techniques ne sont pas envisageables.



Figure 73. Le chemin et le canal sont maintenus en service malgré le glissement (Chemin du Trient, Valais, Suisse).

Ces techniques sont applicables à des glissements lents (quelques millimètres par an).

Liste des fiches

FASCICULE 5 – TECHNIQUES PASSIVES

P1 – Isolation des ouvrages par rapport à la pente en mouvement

P2 – Adaptation de la construction aux déformations

P1

ISOLATION DES OUVRAGES PAR RAPPORT À LA PENTE EN MOUVEMENT

P1-1. DÉFINITION - OBJECTIF

L'objectif est d'installer un dispositif assurant l'indépendance mécanique entre le terrain en mouvement et l'ouvrage qui reste immobile.

Les appuis de l'ouvrage sont conçus pour être isolés du mouvement et donc fixes, en sorte qu'ils ne soient pas affectés par celui-ci.

P1-2. PRINCIPE

Pour les viaducs construits sur pentes instables, deux solutions ont été principalement utilisées :

P1-2.1. Isolation des pieux de fondation

Les pieux, fondés sous la surface de rupture dans le terrain stable, sont placés à l'intérieur d'enceintes cylindriques plus larges, descendues jusqu'à la surface de rupture et solidaires de la masse en mouvement (figure 74) : le glissement peut se poursuivre sans dommage tant que le déplacement n'aura pas réduit à zéro la garde disponible entre l'enceinte et le pieu.

P1-2.2. Isolation de la superstructure

Des dispositifs permettant le déplacement relatif de la pile par rapport à la fondation sont prévus à la construction (figure 75) : la fondation suit le mouvement du sol et la pile du viaduc est périodiquement rétablie dans sa position initiale par des vérins.

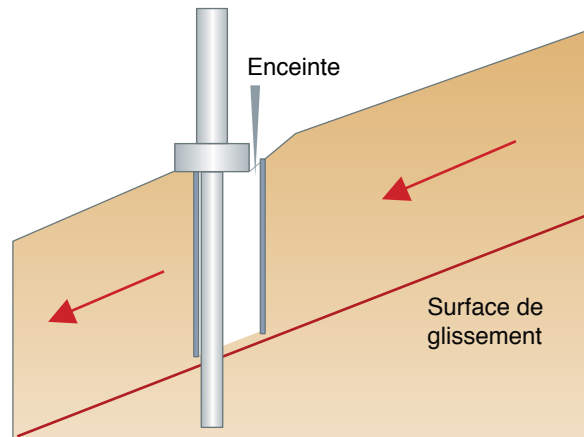


Figure 74. Principe d'isolation d'un pieu de fondation.

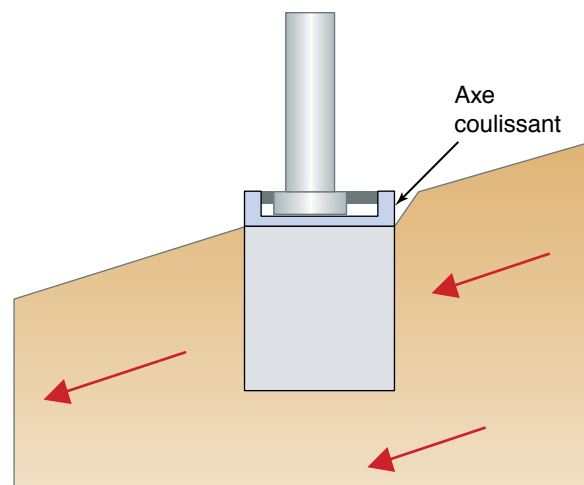


Figure 75. Fondation sur appuis glissants.

P1-3. DESCRIPTION

Pour la solution 1 :

- Virole métallique de section circulaire ou puits en paroi moulée de section circulaire ou elliptique. Diamètre compris entre 3 et 12 m, en général.

Pour la solution 2 :

- La pile repose sur une semelle en béton présentant des rebords permettant aux vérins de prendre appui pour le rippage. Le pied de la pile elle-même est conçu pour que des vérins puissent la soulever et la déplacer.

P1-4. DOMAINE D'UTILISATION

Ces techniques sont utilisées pour des appuis d'ouvrages d'art, lorsque la stabilisation du glissement ne paraît pas réalisable : glissement profond, de grande ampleur.

Dans les projets routiers, la traversée d'une telle zone instable exclut une solution de déblai/remblai : on préfère un passage en viaduc, sans pouvoir éviter bien souvent de placer une ou deux piles dans la zone en mouvement.

Limites d'utilisation : la vitesse de glissement doit rester suffisamment lente pour que le dispositif fonctionne longtemps (si la garde disponible est de 50 cm, avec un glissement de 2 cm par an, la durée de vie est de 25 ans). Une instrumentation du site (mesure des mouvements, pluviométrie, piézométrie) pendant plusieurs années est nécessaire afin de se faire une opinion sur l'évolution cinématique, l'influence des précipitations, etc. En particulier, il faut s'assurer que l'on est en présence d'un régime « permanent », incluant d'éventuelles fluctuations saisonnières, et de l'absence de facteurs externes pouvant rompre ce régime permanent.

Performances : technique parfaitement efficace si bien réalisée.

P1-5. CONCEPTION

Il est nécessaire :

- d'évaluer la vitesse du glissement dans le futur, qui ne doit pas dépasser 2-3 centimètres par an ;
- dans le cas des fondations profondes, d'être sûr de la profondeur de la surface de rupture (il ne faut pas qu'il y ait une seconde surface de rupture en dessous de celle qui a été identifiée...);
- l'inclinométrie en forage est indispensable.

Cas des fondations sur pieux :

- prévoir la possibilité de mesurer la garde disponible ;
- vérifier la résistance au flambement des pieux de fondation, qui sont libres sur la hauteur protégée par la virole.

P1-6. MISE EN ŒUVRE

Cas des pieux avec virole : il est recommandé d'exécuter d'abord le caisson de protection, d'excaver le terrain à l'intérieur, puis d'exécuter les pieux ou barrettes à l'intérieur.

Cas de l'isolation de la superstructure : très délicat si cela n'a pas été prévu au départ !

P1-7. PÉRENNITÉ, MAINTENANCE, CONTRÔLE

La durée de vie de la protection est fonction de la vitesse du glissement, qu'il faut donc estimer de façon fiable. Cela suppose une instrumentation du site sur

plusieurs années (ou parfois l'utilisation de points-repères localisables sur des plans anciens), permettant d'estimer une vitesse moyenne annuelle ; une étude de la commande hydraulique peut être nécessaire, afin de définir le drainage à mettre en place pour obtenir un ralentissement suffisant (écrêtage de la nappe à une cote donnée, par exemple).

Le suivi topographique du versant et de l'ouvrage est essentiel. On mesure la garde disponible dans les viroles lors des inspections régulières.

Dans le cas de l'isolation de la seule superstructure, on réalise son ripage périodiquement, lorsque le déplacement (et la distorsion de la pile et de l'ouvrage) dépasse un seuil prédéfini, correspondant à des contraintes tout juste admissibles par la structure.

P1-8. TECHNIQUES POUVANT ÊTRE ASSOCIÉES

Techniques souvent associées : celles visant à ralentir le glissement (drainage notamment).

P1-9. ÉLÉMENTS DE COÛT

Surcoût important pour les fondations. Coût très élevé d'une opération de rippage non prévue à l'origine.

Exemple du viaduc du Charmaix (reprise a posteriori de certains appuis pour rétablir les piles à leur position d'origine) : 25 MF en 1987 (environ 10 M€ 2004).

P1-10. EXEMPLES

Plusieurs grands viaducs alpins ont des fondations de ce type :

- Viaduc du Bois d'Arlod (Haute-Savoie) sur l'autoroute A 40, en 1980 : pour traverser un versant instable constitué d'argiles glaciaires sur une vingtaine de mètres d'épaisseur, une solution de franchissement en viaduc a été décidée, avec fondations sur barrettes reposant sur le substratum molassique vers 33 m de profondeur, et entourées d'un caisson en paroi moulée de 8 m de diamètre, laissant une garde initiale de 1,5 m et descendant jusqu'à la surface de rupture située entre 15 et 19 m de profondeur. La vitesse moyenne du glissement était estimée à 1 ou 2 cm par an, à l'aide de mesures inclinométriques et topographiques (Guerpillon, 1981). Depuis les travaux, associés à un drainage, le glissement est stabilisé dans la zone de l'ouvrage alors qu'il continue à l'aval (plusieurs centimètres de déplacements annuels en certains points).
- Viaduc du Charmaix (Savoie), sur la route d'accès au tunnel du Fréjus : cet ouvrage à neuf travées indépendantes a été construit en 1977 sur des versants glissant sur une épaisseur atteignant une quarantaine de mètres, avec un mouvement de l'ordre de 0,5 à 2 cm par an. La fondation de la pile n° 7 a été isolée par des viroles

métalliques, avec une garde de 50 cm. Dans les années 1980, plusieurs appuis s'étant déplacés, sur une proposition du BE Tonello, il fut décidé de scier la base des piles, de réaliser un nouveau massif de fondation enrobant l'ancien, et de mettre en place un ensemble de cales et d'appuis glissants permettant de rétablir périodiquement la géométrie de l'ouvrage à l'aide de vérins. Après un premier essai sur la pile n° 5, des recalages en x, y, z ont été effectués en 1990, 1997 et 2003 sur un ensemble de cinq piles.

➤ Viaduc de Cornallaz sur l'autoroute du Léman, en 1972 : puits en béton de 5 m de diamètre, ménageant une garde de 90 cm pour la pile fondée sur le substratum molassique (Fleischer, 1985).

➤ Viaduc de Lueg, autoroute A 13 du Brenner (Autriche), en 1970 : viaduc de 1300 m de long à multiples travées. Sur certaines piles, l'enceinte de protection des pieux de fondation est en béton projeté et de section elliptique (10 m de grand axe, dans le sens de la pente), avec une garde à l'amont de 1,5 m, dans un site où les mouvements prévisibles, de type fluage, étaient de 1 cm environ par an (Veder, 1981). En fait, des mouvements importants ont eu lieu sur une autre partie de l'ouvrage : il a fallu ramener les quatre piles concernées à leur position initiale, soit un déplacement de 8 cm environ, à l'aide de vérins et après réalisation de nouveaux appuis (travaux réalisés entre 1986 et 1988) ; le coût de l'opération a été de 7 M€.

➤ Viaduc de la Ganter sur la route du Simplon (Suisse), en 1980 : fondations des piles nos 4, 5 et 6 sur des puits évidés de 14 m de diamètre, se déplaçant avec le terrain ; les piles reposent par l'intermédiaire d'appareils d'appui réglables dans les trois dimensions. C'est donc une solution mixte cumulant les deux solutions présentées au § 2 (figure 76).



Figure 76. Fondation d'une pile du viaduc sur la Ganter (Suisse), sur puits évidé.

➤ Viaduc de Monestier sur l'autoroute A 51 : Les piles P5 et P6 du viaduc, long de 860 m, sont implantées dans un glissement mobilisant des argiles glacio-lacustres sur une épaisseur de 15-20 m, avec des vitesses mesurées de 1 à 5 mm/an. La solution retenue a consisté à fonder les piles sur des pieux allant chercher le substratum profond et à isoler ces pieux par une enceinte circulaire de paroi moulée, de 16,50 m de diamètre, assurant une garde de 1,50 m. L'excavation du terrain argileux est effectuée entre l'enceinte et les pieux tubés, jusqu'à la profondeur de la surface de glissement. Par ailleurs, une décharge de la nappe artésienne permet une réduction des mouvements à un niveau acceptable. En tout état de cause, un suivi des pressions interstitielles et des mouvements est prévu.

P1-11. BIBLIOGRAPHIE, RÉFÉRENCES PARTICULIÈRES

Fleischer H., « *Conception des ponts en terrain instable* », in « *Conception des ouvrages d'art en site montagneux – Fondations en zone instable* », AFPC, 1985, pp. 151-167.

Guerpillon Y., « *Fondations du viaduc de Bois d'Arlod et conditions de stabilité de l'autoroute dans le franchissement de la cluse de Nantua – Bellegarde* », publication de la société suisse de mécanique des sols et des roches n° 104, 1981, 11 pages.

LRPC Lyon, « *Les travaux de prévention des risques naturels « Mouvements de terrain », Guide méthodologique des parades contre les glissements de terrain, Expérience acquise en Rhône-Alpes* », Recherche LCPC, Contrat État – Région Rhône-Alpes, Contrat C.E.E. – E.P.O.C.H. – RIVET. Édition CETE Lyon – fiche n° 25, 1993.

LCPC, « *Stabilisation des glissements de terrain Guide technique* », collection Techniques et Méthodes des LPC, 1998, 97 pages (et plus particulièrement le chapitre 6.).

Martin J., Allagnat D., Chapeau C., A 51 Coynelle – Col du Fau. Rencontre avec les argiles du Trièves, Revue Travaux, n° 819, 2005.

Mayaud L., « *Viaduc de Charmaix : le mouvement perpétuel* », Chantiers de France, n° 364, 2003, pp. 32-34.

Pouget P., « *Les fondations sur versant* », Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, spécial II, mars 1976, pp. 155-165.

Ritz P., « *Le pont du Ganter* », in « *Conception des ouvrages d'art en site montagneux – Fondations en zone instable* », AFPC, 1985, pp. 169-184.

Veder C., « *Landslides and their stabilization* », Springer, 1981, 247 pages.

P2

ADAPTATION DE LA CONSTRUCTION AUX MOUVEMENTS DU SOL

P2-1. DÉFINITION - OBJECTIF

Il s'agit d'un ensemble de dispositions prises au niveau de la construction elle-même pour l'adapter ou la rendre peu sensible aux mouvements du sol.

P2-2. PRINCIPE

Permettre à la construction de supporter les déplacements et les déformations du sol, par des modifications de sa rigidité et de sa résistance : autrement dit, « vivre avec le glissement ». à la différence du cas précédent (fiche P1 « Isolation des ouvrages par rapport à la pente en mouvement »), la construction est mécaniquement solidaire du terrain en mouvement.

Plusieurs principes différents sont applicables :

- structure souple, capable de supporter les déformations du sol ;
- structure « flottante », rendue monolithique, qui suit plus ou moins le mouvement ; un système de vérinage peut éventuellement remettre la structure à l'horizontale si nécessaire ;
- structure rigide apte à résister aux efforts induits par le glissement : suivant les cas, il s'agit de résister à la poussée sur le mur amont de la structure, en pied de glissement notamment (voir aussi la fiche R4 « Soutènements rigides »), ou d'empêcher le déplacement d'ensemble de la structure et de sa fondation (figure 77).

Dans les deux premiers cas, la structure doit accepter certains mouvements ; dans le troisième, elle est maintenue fixe, ce qui peut entraîner le développement d'efforts importants dans la structure ou dans les éléments de renforcement.

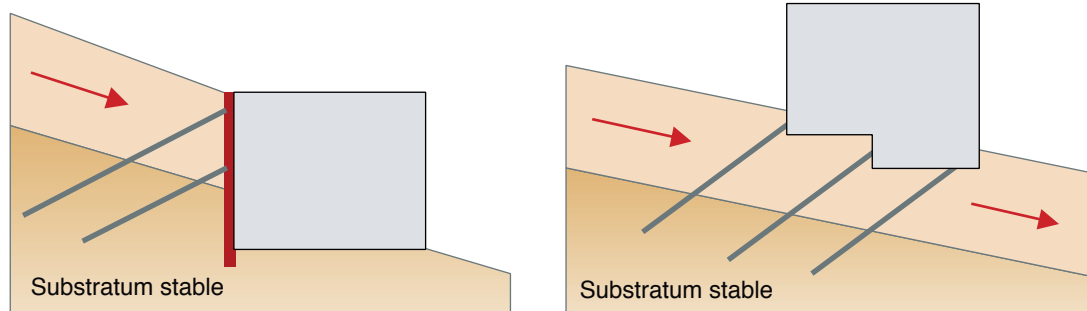


Figure 77. Schémas d'ancrage de la structure

P2-3. DESCRIPTION

Techniques et dispositifs très variés, suivant la structure, ses dimensions, sa profondeur d'encastrement dans le sol, etc.

Exemples

- murs de soutènement souples : murs en gabions, murs en sols renforcés ou en blocs de béton non jointoyés, par exemple ;
- constructions en bois, admettant une certaine déformation de leur support (chalet de montagne, par exemple) ;
- rigidification de la structure : fondation sur radier, chaînages d'angles, etc., qui rendent la structure monolithique (ouvrage-radeau) ;
- stabilisation de la structure par tirants ;
- fondations sur barrettes (allongées dans le sens de la pente).

Dans le cas d'ouvrages linéaires, la difficulté se situe principalement au franchissement des limites du glissement, là où la déformation est la plus importante ; on peut citer :

- les dalles de transition sous chaussée,
- les dispositifs pour les canalisations (lyres, par exemple).

La photo de la figure 78 montre un cas particulier : pour maintenir la circulation ferroviaire (sur une ligne secondaire), le pont en maçonnerie qui descendait avec le glissement a été élargi côté amont (béton armé), ce qui a permis de maintenir la voie à peu près dans sa position initiale.

P2-4. DOMAINE D'UTILISATION

Le plus souvent, c'est une solution à laquelle on a recours lorsque les techniques de type actif ne peuvent être mises en œuvre et, pour les projets, lorsqu'une implantation hors de la zone en mouvement n'est guère possible. Elle n'est utilisable que pour les glissements très lents, dont on suppose que les déformations et/ou déplacements cumulés resteront limités.



Figure 78. Élargissement en béton (flèches rouges, côté amont) d'un viaduc en maçonnerie (Isère).

Structure résistant au mouvement : solution limitée aux petits glissements (épaisseur de quelques mètres à une dizaine de mètres), car sinon les efforts deviennent trop importants (ils croissent comme le carré de la hauteur) ; de plus, il faut effectivement trouver à faible profondeur un substratum stable.

Structure déformable : solution admissible tant que les déplacements différentiels restent en deçà d'un certain seuil.

P2-5. CONCEPTION

Structure « flottante » : pour l'implantation de la construction, à défaut de la placer en zone stable, il faut éviter les zones de cisaillement marqué, en particulier les bords du glissement, qui feraient subir des déplacements différentiels importants à la structure ; l'intérieur du glissement, où le mouvement est plus proche d'un déplacement d'ensemble, est plus favorable.

Solution « déformable » : choix de matériaux peu fragiles ; par exemple, pour les canalisations, on préférera à la fonte ou au béton, le PVC ou l'acier.

Structure résistante : on sait mal évaluer les efforts auxquels les constructions sont soumises du fait du mouvement ; ils peuvent atteindre la valeur de la butée si la construction intercepte le glissement sur une grande largeur et reste immobile. Les efforts appliqués à la structure, sur le mur amont ou par l'intermédiaire de tirants, doivent pouvoir être supportés par la structure elle-même, qui doit donc être spécifiquement renforcée.

Dans tous les cas, on veillera particulièrement à une maîtrise des rejets d'eau provenant de l'ouvrage.

P2-6. MISE EN ŒUVRE

Ouvrages neufs : les terrassements intempestifs pouvant occasionner des instabilités locales doivent être évités, les terrains en mouvement étant toujours fragilisés.

Ouvrages existants : dans le cas du renforcement par tirants d'ancrage, les efforts de tête sont répartis à l'aide d'une longrine métallique ou en béton armé.

P2-7. PÉRENNITÉ, MAINTENANCE, CONTRÔLE

La fiabilité à long terme n'étant pas parfaitement assurée (on ne peut exclure une accélération imprévue du glissement, qui entraînerait des déformations inadmissibles pour l'ouvrage), il convient d'être attentif à l'évolution du site :

- Suivi de la structure, en particulier aux endroits les plus sollicités par le mouvement : inspections visuelles, clinométrie, mesures des déplacements, fissurométrie, etc.
- Contrôle périodique de l'étanchéité des canalisations d'eau enterrées et des fossés le long des routes (essentiel pour éviter l'apport d'eau dans le glissement).
- Suivi de la tension des tirants (cale dynamométrique).
- Suivi du glissement : en particulier si l'on prévoit la mise en place de dispositifs de stabilisation en cas de dépassement d'un certain seuil de déplacement (supportable par la structure).

La plupart du temps, des travaux de maintenance sont à prévoir, par exemple rebouchage des fissures sur chaussée ou vérinage pour rétablir l'horizontalité d'une structure (ce qui suppose un accès facile aux fondations).

P2-8. TECHNIQUES POUVANT ÊTRE ASSOCIÉES

Techniques associées : celles visant à ralentir le glissement (drainage, par exemple).

P2-9. ÉLÉMENTS DE COÛT

La solution de « résister » au moyen de tirants est toujours coûteuse, sans que sa fiabilité à moyen ou long terme soit parfaitement assurée.

Un coût de suivi et d'entretien est à prévoir.

P2-10. EXEMPLES

- Fondation du viaduc de la Paudèze sur l'autoroute du Léman : puits de fondation ancrés par des tirants (Pouget, 1976), au sein d'un glissement d'une dizaine de mètres d'épaisseur.
- Autoroute A 75 à Banassac : La RN 9 subissait quelques déformations au droit d'un site de glissement (surface de rupture à 40 m de profondeur dans les marnes, elles-mêmes recouvertes par un éboulement ancien de la falaise dolomitique). Lors de l'élargissement et de la transformation en voie autoroutière, outre une évacuation

soigneuse des eaux superficielles hors de la zone instable, deux dalles de transition ont été réalisées au franchissement des limites latérales du glissement, sous forme d'un « matelas » sous chaussée, constitué de graves enrobées dans un géosynthétique, dans le but d'amortir et de répartir la déformation de cisaillement.

➤ De nombreux villages sont construits sur des pentes en mouvement très lent...

P2-11. BIBLIOGRAPHIE, RÉFÉRENCES PARTICULIÈRES

École polytechnique fédérale de Lausanne, « *Détection et utilisation des terrains instables* », Rapport final du Projet d'École, Lausanne, 1985, 265 pages.

La Documentation Française, « *Plan d'exposition aux risques, Mesures de prévention, Mouvements de terrain* », document rédigé par le CEMAGREF-Grenoble, l'IRIGM et SIMECSOL pour le compte la Délégation aux Risques Majeurs, 1987, 529 pages (et plus particulièrement les fiches 3.3.1 et 3.3.3.).

Pouget P., « *Les fondations sur versant* », Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, spécial II, mars 1976, pp. 155-165.

Document publié par l'Ifsttar sous le numéro	C1502585
Conception et réalisation	Société Jouve
Infographie	Philippe Caquelard
Impression	Jouve n° 599864N
Dépôt légal	1 ^{er} trimestre 2011

