

Stabilité des pentes

Glissements en terrain meuble

par **Jean-Louis DURVILLE**

Ingénieur en chef des Ponts et Chaussées

*Chef de la division Mécanique des sols et géologie de l'ingénieur
au Laboratoire central des Ponts et Chaussées (LCPC)*

et **Gilles SÈVE**

Ingénieur des Travaux publics de l'État

Section Mécanique des sols et fondations au LCPC

1. Introduction	C 254 - 2
1.1 Différents types d'instabilités de pentes.....	— 2
1.2 Problèmes posés	— 2
2. Reconnaissance du site	— 3
2.1 Géologie et géomorphologie.....	— 3
2.2 Hydrogéologie	— 3
2.3 Caractéristiques mécaniques : résistance au cisaillement.....	— 3
2.3.1 Sols grenus et sols fins	— 3
2.3.2 Résistance de pic, résistance résiduelle	— 3
2.3.3 Évaluation de la résistance au cisaillement.....	— 4
2.4 Étude cinématique.....	— 4
3. Calculs de stabilité	— 5
3.1 Notion de coefficient de sécurité.....	— 5
3.2 Calcul du coefficient de sécurité en rupture plane	— 5
3.3 Calcul du coefficient de sécurité en rupture circulaire	— 6
3.4 Cas d'une surface de rupture bidimensionnelle quelconque	— 7
3.5 Introduction d'une force extérieure	— 8
3.6 Application au dimensionnement d'ouvrages	— 8
3.6.1 Remblai sur sols mous.....	— 8
3.6.2 Barrage en terre	— 9
3.6.3 Talus de déblai	— 9
3.6.4 Versant naturel.....	— 10
3.7 Perspectives	— 10
4. Méthodes de confortement	— 11
4.1 Terrassements.....	— 11
4.1.1 Remblai de pied	— 11
4.1.2 Allègement en tête	— 11
4.1.3 Reprofilage	— 12
4.1.4 Purge.....	— 12
4.1.5 Substitution totale ou partielle	— 12
4.2 Dispositifs de drainage.....	— 12
4.2.1 Collecte et canalisation des eaux de surface.....	— 12
4.2.2 Tranchées drainantes	— 12
4.2.3 Drains subhorizontaux	— 13
4.2.4 Masques et éperons drainants	— 13
4.2.5 Drains verticaux, galeries drainantes.....	— 13
4.3 Introduction d'éléments résistants.....	— 13
4.3.1 Ouvrages de soutènement.....	— 14
4.3.2 Tirants d'ancrages	— 14
4.3.3 Renforcement par inclusions.....	— 14
4.4 Cas des remblais sur sols mous.....	— 15
5. Techniques de surveillance	— 15
Pour en savoir plus	Doc. C 254

Les glissements de terrain sont des mouvements qui affectent les talus et les versants naturels. Ils peuvent provoquer des dommages importants aux ouvrages et aux constructions, avec un impact économique sensible, et parfois causer des victimes. Ils surviennent à la suite d'un événement naturel – forte pluie, érosion de berge, séisme, par exemple – ou sont la conséquence plus ou moins directe d'actions de l'homme, telles que travaux de terrassements ou déforestation. L'étude des glissements de terrain et la prévention des risques qu'ils engendrent relèvent de la géologie appliquée et de la mécanique des sols.

1. Introduction

1.1 Différents types d'instabilités de pentes

Les mouvements qui affectent les versants sont extrêmement variés par leur dimension, leur morphologie et leur évolution cinématique. De nombreuses classifications ont été proposées, fondées sur différents critères : morphologie, cinématique, nature des matériaux, etc. [2]. Trois familles principales de phénomènes, à l'origine de déplacements importants de matériaux sur les talus et versants, peuvent être distinguées :

- les glissements en terrain meuble, caractérisés par la formation d'une surface de rupture le long de laquelle se produisent les déplacements ;
- les éboulements en terrain rocheux, engendrés par le détachement rapide, en général le long de discontinuités préexistantes, d'une masse de rocher qui se disloque lors de sa propagation vers le pied du versant ;
- les coulées boueuses ou coulées de débris, assimilables à l'écoulement d'un fluide visqueux charriant des éléments de tailles diverses (depuis les fines jusqu'aux blocs) sur des distances parfois importantes.

Le présent article se rapporte à la famille des glissements (figure 1). Un glissement de terrain se produit lorsque les contraintes de cisaillement, dues aux forces motrices telles que le poids, excèdent la résistance du sol le long de la surface de rupture. Les principaux éléments morphologiques d'un glissement sont représentés sur la figure 2. On observe des glissements de formes variées : glissements rotationnels, à surface de rupture à peu près cylindrique circulaire ; glissements plans, dont la surface de rupture est plane dans sa plus grande partie ; glissements composites, avec une ou plusieurs surfaces de rupture de forme complexe. Les dimensions en plan d'un glissement vont du décimètre à quelques kilomètres ; la profondeur de la surface de rupture est comprise, dans la plupart des cas, entre 5 et 10 m, mais elle peut atteindre quelques dizaines de mètres ; les volumes en mouvement dans les glissements les plus considérables atteignent plusieurs dizaines de millions de mètres cubes. Les terrains concernés sont en général à forte composante argileuse, mais on peut rencontrer des glissements dans des sols très sableux, ou dans du rocher altéré et fracturé.

Les glissements des versants naturels peuvent atteindre de grandes dimensions et entraîner des conséquences graves : à La Salle-en-Beaumont (Isère) par exemple, le glissement survenu en 1994 a mobilisé plus d'un million de mètres cubes d'argiles glaciaires, causé la ruine de plusieurs maisons et fait quatre victimes [1].



(a) glissement de talus en région parisienne



(b) glissement de La Clapière dans les Alpes-Maritimes

Figure 1 – Exemples de glissement de terrain

1.2 Problèmes posés

Le géotechnicien est consulté sur un problème de stabilité des pentes dans diverses circonstances et avec plusieurs missions :

- **versant naturel en mouvement** (lent) : prévision d'évolution, stabilisation (d'une partie ou de la totalité, provisoire ou définitive), adaptation d'un projet en conséquence, mise en place d'une surveillance ;
- **glissement avec rupture consommée** : stabilisation du site, réparation de l'ouvrage endommagé ;

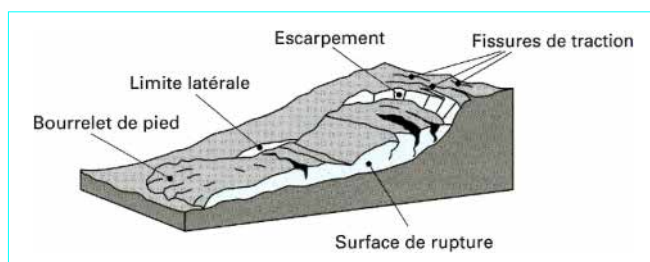


Figure 2 – Principaux éléments de description d'un glissement de terrain

- création de remblais ou de déblais en terrain stable : dimensionnement des talus, avec renforcement si nécessaire ; cas des barrages en terre (stabilité des talus amont et aval) ; cas des remblais sur sol mou (évaluation de la stabilité d'ensemble, définition du mode de construction) ;
- travaux neufs (terrassements) dans un versant stable ou tout juste stable : définition des précautions à prendre pour ne pas le déstabiliser.

Les paragraphes qui suivent ont pour but de fournir à l'ingénieur quelques éléments de réponse à ces divers problèmes.

2. Reconnaissance du site

2.1 Géologie et géomorphologie

Certaines formations géologiques sont réputées pour leurs versants fréquemment instables : les marnes noires du Lias en Lorraine, en Bourgogne ou dans l'Aveyron ; les argiles du Gault en Normandie ; les argiles quaternaires varvées du sud de Grenoble ; etc.

La première étape d'une étude de stabilité des pentes est l'établissement de la structure géologique du site : nature des terrains du substratum, épaisseur des formations superficielles, présence de failles, etc. Il est important que l'étude géologique s'étende sur une zone plus large que l'emplacement précis de la zone instable ; ceci permet par exemple de mettre en évidence que le glissement actuel n'est qu'une partie d'un glissement ancien, de rechercher une alimentation en eau souterraine extérieure à la zone étudiée, ou d'utiliser l'information apportée par l'analyse d'autres glissements du même type dans les environs.

Sur un site potentiellement instable, on recherchera des indices de mouvements anciens ou actifs, tels que moutonnements de la pente, zones humides, arrachements superficiels, fissures dans les constructions rigides, etc.

Les principaux moyens d'investigation utilisés sont les suivants :

- dépouillement d'archives, de dossiers d'études d'ouvrages ; enquête auprès des gestionnaires d'ouvrages ;
- levés morphologique et géologique de terrain : affleurements, indices de mouvements, zones humides ;
- photo-interprétation (à plusieurs dates, si possible) : géologie, géomorphologie, etc. ;
- géophysique, fournissant par exemple la profondeur du substratum en place (sismique-réfraction notamment) ;
- sondages destructifs ou carottés, diagraphies.

2.2 Hydrogéologie

Étant donné le rôle primordial que joue l'eau dans les instabilités de versants (on estime qu'environ 55 % des glissements ont une cause hydraulique), l'étude hydrogéologique est très importante.

Elle a pour but de connaître la répartition des pressions interstitielles dans le sol, leur évolution dans le temps et, en prévision de la réalisation d'un drainage, le fonctionnement des nappes (sens des écoulements, alimentation...). Les techniques utilisées sont la piézométrie, le repérage des niveaux d'eau dans les puits, les mesures de débits de sources, le recueil des données météorologiques. Le suivi de ces paramètres doit se faire pendant une année au minimum, afin de disposer d'une image représentative des conditions hydrogéologiques du site.

La figure 3 présente, à titre d'exemple, la hauteur de pluie journalière et les fluctuations piézométriques sur le site expérimental du versant de Sallèdes (Puy-de-Dôme).

2.3 Caractéristiques mécaniques : résistance au cisaillement

L'étude mécanique des glissements suppose l'estimation de la résistance au cisaillement mobilisée le long d'une surface de rupture [3] [4]. La rupture en un point est caractérisée par de grandes déformations ; il n'y a plus d'équilibre possible si ces déformations ne sont pas contenues par ailleurs.

Le comportement au cisaillement d'un sol fin est différent selon que l'on laisse ou non le temps aux surpressions interstitielles de se dissiper lors du cisaillement : on est donc amené à distinguer la résistance à court terme (non drainée) et la résistance à long terme (drainée). La forte perméabilité des sols grenus permet un drainage quasi instantané : la distinction entre court terme et long terme est alors sans objet. Dans un calcul de type long terme, les contraintes à considérer sont les contraintes effectives ($\sigma' = \sigma - u$), car ce sont celles qui gouvernent le comportement du squelette solide du sol. Dans un calcul à court terme, il est plus simple de raisonner en contraintes totales dans toutes les couches de sols fins.

L'enveloppe de rupture des sols dans le plan de Mohr (σ, τ) est en général assimilée à une droite d'ordonnée à l'origine c (cohésion) et de pente $\tan \varphi$ (frottement).

2.3.1 Sols grenus et sols fins

Les sols grenus, s'ils sont propres et secs, ont une cohésion nulle.

Pour les sols fins, deux types de caractéristiques sont couramment utilisées :

- caractéristiques drainées : cohésion effective c' , angle de frottement interne φ' ;
- caractéristiques non drainées : cohésion non drainée c_u ainsi que $\lambda = \Delta c_u / \Delta \sigma$ (coefficient d'accroissement de la résistance non drainée avec la contrainte de confinement). L'enveloppe de rupture en contraintes totales est une droite horizontale d'ordonnée à l'origine c_u et de pente $\tan \varphi_u = 0$.

Des valeurs typiques de cohésion et de frottement sont présentées dans le tableau 1.

2.3.2 Résistance de pic, résistance résiduelle

L'existence d'un pic marqué sur les courbes d'évolution de la résistance en fonction de la déformation ou du déplacement dépend de l'état de compacité du sol au début du cisaillement : on l'observe dans les argiles surconsolidées et les sables denses. Après un grand déplacement, la résistance tend vers une valeur dite résiduelle, caractérisée par une cohésion quasi nulle et un angle de frottement affaibli, en raison de la réorientation des particules sur la surface de glissement (figure 4).

Les caractéristiques de résistance à utiliser sont donc différentes selon qu'il s'agit de glissements nouveaux (valeur de pic) ou de réactivations de glissements anciens (valeur résiduelle).

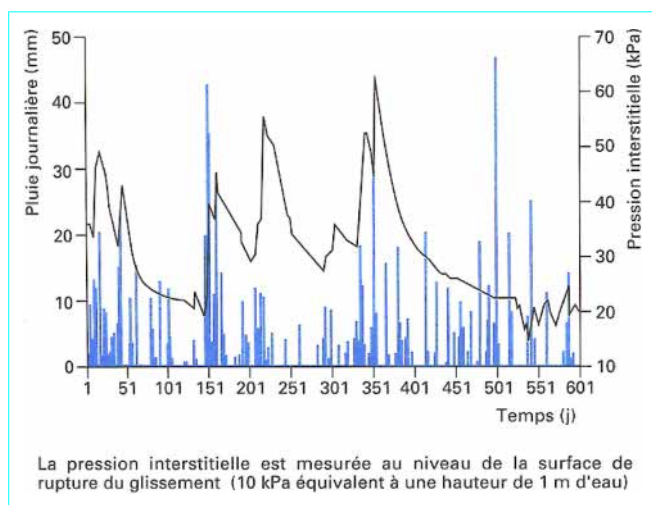


Figure 3 – Pluviométrie (bâtons) et pression interstitielle (courbe en trait noir) sur le site de Sallèles pendant 600 jours

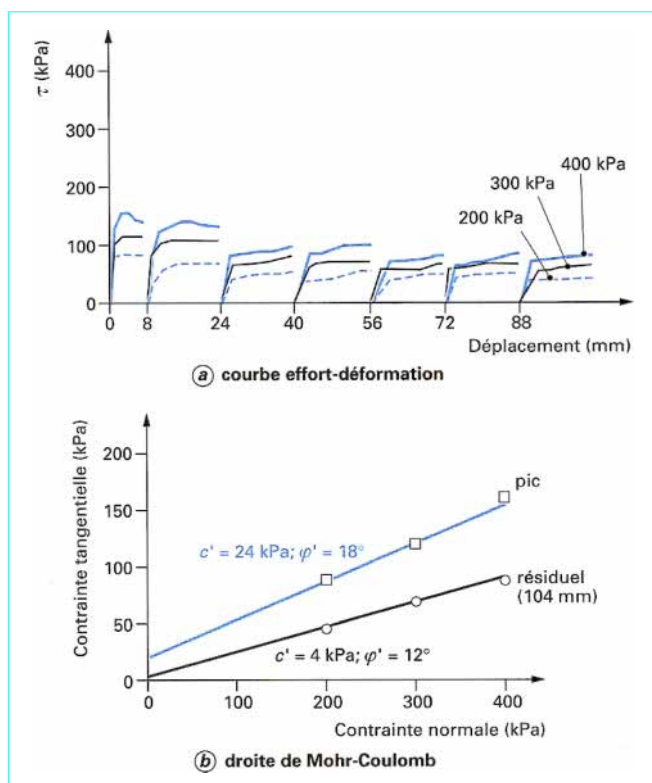


Figure 4 – Essai de résistance au cisaillement alterné à la boîte sur l'argile de Villerville (doc. O. Maquaire)

2.3.3 Évaluation de la résistance au cisaillement

On dispose de différentes méthodes pour évaluer la résistance au cisaillement en un site donné :

- mesure *in situ* (scissomètre) ou prélèvement d'échantillons pour essais en laboratoire (appareil triaxial, boîte de cisaillement) ;
- estimation par l'expérience (« la formation des argiles du Keuper possède typiquement telles caractéristiques ») ou par l'utilisation de relations empiriques reliant la résistance à d'autres caractéristiques géotechniques ;
- analyse à rebours : on détermine les caractéristiques par calage sur un glissement déclaré (qui est un essai de cisaillement en vraie grandeur) ; cela nécessite de faire des hypothèses sur le réseau hydraulique au moment de la rupture.

2.4 Étude cinématique

Le premier objectif de l'étude cinématique est la délimitation en plan et en profondeur du volume en mouvement. Pour cela on peut utiliser divers instruments, en particulier les nivelles et les inclinomètres. Les nivelles micrométriques servent à mesurer les rotations de la plaque support sur l'horizontale ; la plaque est fixée sur un ouvrage ou sur un plot scellé dans le sol. La mesure inclinométrique, réalisée au moyen d'une sonde descendue dans un tube scellé dans un forage, fournit l'inclinaison sur la verticale du tube et, par intégration, sa déformation (figure 5) ; elle permet en particulier de déterminer la profondeur de la surface de rupture.

L'étude cinématique permet aussi d'obtenir un ordre de grandeur de la vitesse de mouvement, d'analyser la sensibilité aux facteurs extérieurs, ou de contrôler l'efficacité d'une stabilisation.

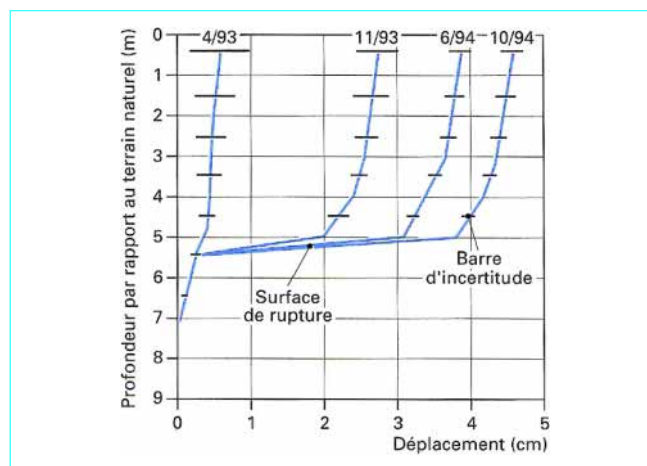


Figure 5 – Courbes inclinométriques mettant en évidence une surface de rupture

Tableau 1 – Valeurs indicatives des caractéristiques mécaniques de quelques sols

Type de sol	γ (kN/m ³)	c'_{pic} (kPa)	φ'_{pic} (degrés)	c'_R (kPa)	φ'_R (degrés)	c_u (kPa)
Vase organique	13 à 15	0 à 10	25 à 32	0	25 à 30	14 à 18
Argile molle	15 à 19	0 à 10	28 à 34	0 à 5	10 à 15	< 25
Argile raide non fissurée	18 à 20	10 à 40	15 à 25	0 à 5	6 à 15	80 à 200
Limon	17 à 19	0 à 40	25 à 35	0	20 à 30	40 à 50
Sable	16 à 21	0	30 à 45 (1)	0	25 à 35	
Sables et graviers	16 à 22	0	35 à 48 (1)	0	30 à 35	

γ poids volumique, c' cohésion effective, φ' angle de frottement interne.

(1) Valeurs correspondant à un matériau dans un état dense.

3. Calculs de stabilité

L'ensemble des données géologiques, morphologiques et géotechniques recueillies fait l'objet, en général, d'une représentation sur un fond de plan et sur une ou plusieurs coupes longitudinales (figure 6). Un modèle géotechnique est construit pour les calculs de stabilité, dans lequel la surface topographique, les différentes couches de sol et les hypothèses hydrauliques sont définies.

Ces dernières sont essentielles : un préalable à tout calcul de stabilité est de définir la répartition des pressions interstitielles, dont la connaissance est nécessaire pour l'analyse de la stabilité mécanique ($\sigma = \sigma' + u$). Lorsque l'on dispose de données piézométriques, il suffit d'interpoler pour avoir une image suffisante des pressions interstitielles. Dans le cas contraire, on définira un niveau de nappe correspondant à une hypothèse raisonnable, compte tenu de ses fluctuations probables. Enfin, on peut aussi estimer le réseau d'écoulement par calcul à l'aide de programmes informatiques (voir un exemple figure 15).

3.1 Notion de coefficient de sécurité

L'analyse courante de la stabilité consiste, sur la base d'une description à deux dimensions de la pente (cf. § 2), à étudier les conditions d'équilibre de la masse de sol, supposée monolithique, délimitée par une surface de rupture et soumise aux efforts suivants : poids propre du massif, réactions du sol en place le long de la surface de rupture, pressions interstitielles, chargements extérieurs éventuels [5].

En un point de la surface de rupture potentielle, le coefficient de sécurité (local) est défini comme le rapport de la résistance au cisaillement du sol τ_{max} à la contrainte de cisaillement τ s'exerçant réellement sur la surface :

$$F_{local} = \frac{\tau_{max}}{\tau}$$

Si $F > 1$, il n'y a pas rupture ; si $F = 1$, il y a rupture locale.

La définition de ce coefficient de sécurité global se heurte à deux difficultés : on ne sait pas évaluer, sauf cas particuliers simples ou appel à modélisation complexe, la répartition des contraintes le long de la surface de rupture et, si l'on possède une telle évaluation, on constate en général que le coefficient de sécurité n'est pas constant le long de la surface de rupture. Les méthodes présentées ci-après reposent sur différentes estimations approchées des contraintes τ_{max} d'une part et de τ d'autre part (tableau 2). La résistance au cisaillement (τ_{max}) est égale à la cohésion non drainée pour les sols fins à court terme. Dans le cas général, elle dépend de la contrainte effective normale σ' selon le critère de rupture de Mohr-Coulomb : $\tau_{max} = c' + \sigma' \tan \varphi'$. Il est donc nécessaire de faire des hypothèses

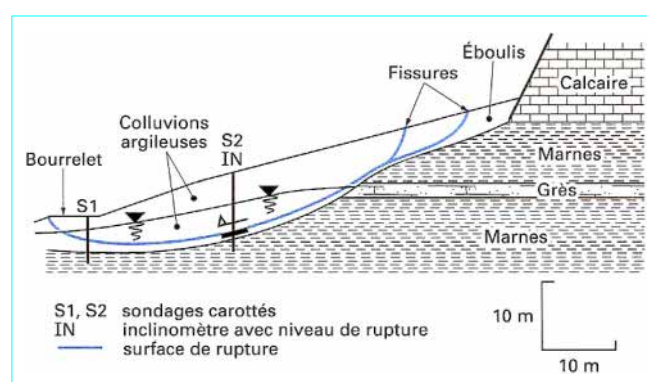


Figure 6 – Coupe géologique et géotechnique d'un glissement

sur la répartition des contraintes normales σ' . Une façon d'évaluer les contraintes de cisaillement τ consiste à écrire qu'elles résultent de l'équilibre limite pour des caractéristiques du sol réduites :

$$\tau = \frac{c'}{F} + \sigma' \frac{\tan \varphi'}{F}$$

L'étude de stabilité consiste à rechercher la surface de rupture la plus défavorable (dans une famille donnée, par exemple circulaire), c'est-à-dire dont le coefficient de sécurité est le plus faible : c'est elle qui conditionne la stabilité du versant. On verra que, généralement, un coefficient de sécurité de 1,2 à 1,5 suivant les cas est recherché.

3.2 Calcul du coefficient de sécurité en rupture plane

Dans le cas de certains versants naturels, une couche ou une interface « guide » le glissement (cas de formations meubles reposant sur un substratum, par exemple) : la surface de rupture est alors à peu près plane. Le modèle de calcul est celui d'un massif de sol infini reposant par une interface plane sur un substratum, avec un écoulement parallèle à la pente. La figure 7 représente une tranche de sol et les forces qui lui sont appliquées : W le poids du bloc de sol considéré, V et H les efforts sur les côtés du bloc, N et T les réactions normale et tangentielle à la base du bloc, U_L l'effort dû à la pression d'eau latérale, et U l'effort dû à la pression d'eau à la base. Compte tenu de l'hypothèse de pente infinie, on peut admettre que $V = 0$ et que H et U_L s'équilibrent de part et d'autre. En écrivant que la résultante des forces appliquées est nulle, on peut calculer N et T , ainsi que le coefficient de sécurité $F = T_{max}/T$.

Tableau 2 – Caractéristiques de quelques méthodes de calcul de stabilité

	Surface de rupture plane	Surface de rupture circulaire		Surface de rupture quelconque
		Méthode de Fellenius	Méthode de Bishop	Méthode des perturbations
Équations d'équilibre vérifiées	$R_x = 0$ $R_y = 0$	$M_O = 0$		$R_x = 0$ $R_y = 0$ $M_O = 0$
Évaluation des σ	$\int \sigma = W \cos \beta$ connu	Méthode des tranches $\sigma_0 \approx$ poids de la colonne de sol	Méthode des tranches + hypothèses sur les forces intertranches	$\sigma = \sigma_0 (\lambda + \mu \tan \alpha)$
Évaluation des τ	$\int \tau = W \sin \beta$ connu	$\int M(\tau) = M(W)$ connu		$\tau = \frac{c + \sigma \tan \varphi}{F}$
Expression de $F = \frac{\int \tau_{\max}}{\int \tau}$	$F = \frac{T_{\max}}{W \sin \beta}$	$F = \frac{\int M(\tau_{\max})}{\int M(\tau)} = \frac{R \int (c + \sigma \tan \varphi)}{M(W)}$		résulte de la résolution du système d'équations

R_x, R_y composantes de la résultante des forces s'exerçant sur le massif de sol limité par la surface de rupture.
 M_O moment résultant (au point O) des forces s'exerçant sur le massif de sol.
 σ, τ contraintes s'exerçant sur une facette de la surface de rupture.
 α angle de cette facette avec l'horizontale.

Le critère de rupture de Coulomb s'écrit :

$$T_{\max} = c' \frac{dx}{\cos \beta} + (N - U) \tan \varphi'$$

On obtient l'expression suivante pour F :

$$F = \frac{2}{\sin 2\beta} \frac{c'}{\gamma} + \frac{(\gamma h - \gamma_w h_w) \tan \varphi'}{\gamma h \tan \beta}$$

Selon le type de matériau et les conditions hydrauliques, cette expression se simplifie :

- pour un matériau purement frottant :
- en l'absence d'eau :

$$F = \frac{\tan \varphi'}{\tan \beta}$$

- lorsque la nappe affleure en surface ($h_w = h$) :

$$F = \left(1 - \frac{\gamma_w}{\gamma}\right) \frac{\tan \varphi'}{\tan \beta}$$

ce qui donne, pour un sol courant ($\gamma \approx 20 \text{ kN/m}^3$) :

$$F \approx \frac{1}{2} \frac{\tan \varphi'}{\tan \beta}$$

- pour un matériau présentant un comportement purement cohérent :

$$F = \frac{2}{\sin 2\beta} \frac{c_u}{\gamma}$$

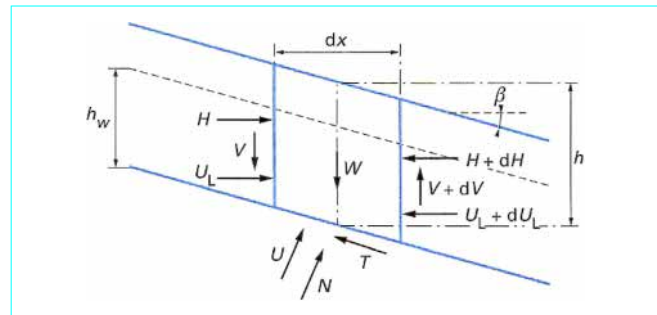


Figure 7 – Glissement plan : équilibre d'un bloc

3.3 Calcul du coefficient de sécurité en rupture circulaire

La surface de rupture étant circulaire, la définition du coefficient de sécurité donnée au paragraphe 3.1 est équivalente à la suivante, les moments étant pris au centre du cercle de rupture (voir tableau 2) :

$$F = \frac{M_{\text{résistant}}}{M_{\text{moteur}}}$$

Pour étudier la stabilité d'un talus et afin d'évaluer la répartition des contraintes σ' sur la surface de rupture, on imagine un découpage du talus en tranches afin de discrétiser le problème et de le traiter numériquement. Le massif en rupture est découpé en tranches verticales d'épaisseur dx assez petite pour que la base de chaque tranche soit assimilable à un segment de droite (figure 8). Chaque tranche est en équilibre sous l'action des forces qui lui sont appliquées :

- son poids $W = \gamma h dx$;
- deux forces horizontales (incluant les pressions hydrauliques), de part et d'autre, H et $H + dH$ qui proviennent des tranches voisines ;
- deux forces verticales V et $V + dV$ de même origine ;
- la résultante des contraintes normales σ et tangentielles τ à la base de la tranche.

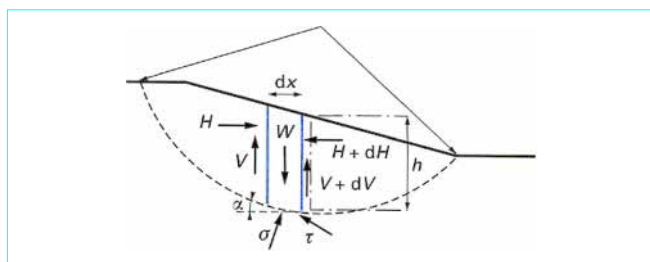


Figure 8 – Glissement circulaire : méthode des tranches

L'équilibre de la tranche n s'écrit, en projetant sur l'axe horizontal et l'axe vertical (l'équation des moments est négligée) :

$$dH_n - \sigma_n \tan \alpha_n dx + \tau_n dx = 0$$

$$dV_n - \gamma h_n dx + \sigma_n dx + \tau_n \tan \alpha_n dx = 0$$

Compte tenu du critère de Mohr-Coulomb ($\tau_{\max} = c' + \sigma' \tan \varphi'$), en prenant toutes les tranches de la même épaisseur, on a :

$$F = \frac{\sum [c + (\sigma_n - u_n) \tan \varphi'] \frac{1}{\cos \alpha_n}}{\sum \gamma h_n \sin \alpha_n}$$

formule dans laquelle u_n est la pression hydraulique sur la base de la tranche n , supposée connue. Le deuxième membre contient les inconnues σ_n ; on utilise les relations d'équilibre des tranches pour les évaluer.

Fellenius (1927) fait l'hypothèse simplificatrice que $dH_n = dV_n = 0$; on a alors immédiatement : $\sigma_n = \gamma h_n \cos^2 \alpha_n$ et :

$$F_{\text{Fellenius}} = \frac{\sum [c + (\gamma h_n \cos^2 \alpha_n - u_n) \tan \varphi'] \frac{1}{\cos \alpha_n}}{\sum \gamma h_n \sin \alpha_n}$$

Dans la méthode de Bishop (1955), on se borne à l'hypothèse que $dV_n = 0$; l'équation d'équilibre projetée sur l'axe vertical permet d'écrire une équation implicite en F , du type $F = f(F)$, qu'on résout par itération en partant d'une valeur initiale grande ($F = 20$) et à l'aide d'un programme de calcul sur ordinateur.

Dans ces méthodes de tranches, la valeur du coefficient de sécurité calculé dépend du nombre de tranches considérées : 50 à 100 tranches sont nécessaires pour que la valeur de F se stabilise. En pratique, les deux méthodes ci-dessus donnent des résultats peu différents.

Dans le cas où l'on ne connaît pas la position de la surface de rupture, le programme de calcul effectue une recherche systématique du cercle le plus défavorable, c'est-à-dire donnant le coefficient de sécurité le plus faible : la valeur de F trouvée est appelée coefficient de sécurité de la pente (figure 9).

Si la configuration du talus est simple, dans le cas d'un déblai par exemple, des abaques peuvent être utilisés comme indiqué sur la figure 10 [3].

3.4 Cas d'une surface de rupture bidimensionnelle quelconque

Une autre méthode de calcul, utilisée dans le cas d'une surface de rupture de forme quelconque, est la **méthode dite des perturbations**. C'est une méthode globale qui exprime l'équilibre de tout le massif limité par la surface de rupture [6] ; ce massif est soumis à son poids et à la résultante de toutes les contraintes σ et τ le long de la surface de rupture (figure 11).

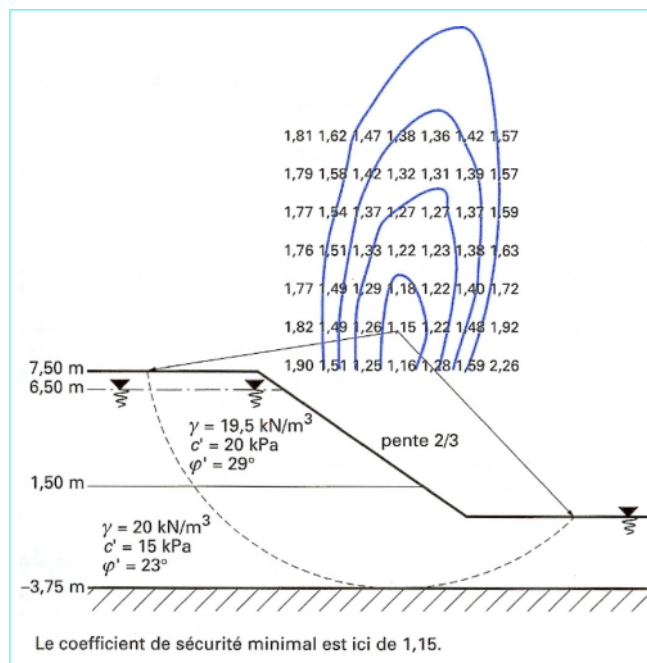


Figure 9 – Exemple de résultat de calcul de stabilité : recherche du cercle de rupture le plus défavorable

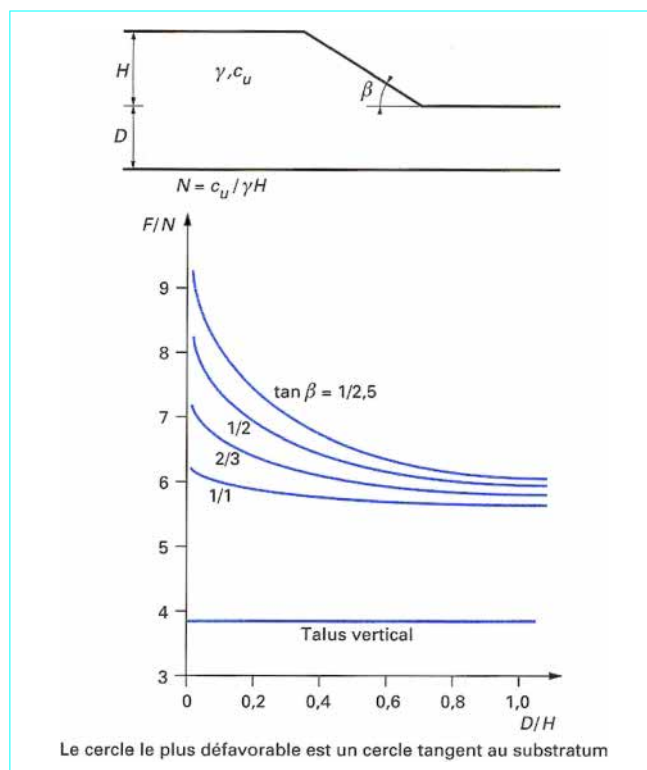


Figure 10 – Abaque dit « de Fellenius » pour la stabilité à court terme d'un talus homogène reposant sur un substratum peu profond

La répartition de la contrainte normale est cette fois encore inconnue. La méthode pose l'hypothèse suivante : la contrainte normale σ sur une facette tangente à la surface de rupture (inclinaison α) s'écrit comme une perturbation de la contrainte $\sigma_0 = \gamma h \cos^2 \alpha$ normale à une facette inclinée à α , à une profondeur h , dans un massif infini incliné à α . Deux paramètres de perturbation interviennent : λ et μ . Dans le programme de calcul PETAL-LCPC, on utilise l'expression :

$$\sigma = \sigma_0 (\lambda + \mu \tan \alpha)$$

Le problème consiste alors, après discrétisation en tranches verticales, à résoudre un système de trois équations (équilibres des efforts horizontaux, des efforts verticaux et des moments) à trois inconnues (λ , μ , F).

3.5 Introduction d'une force extérieure

On est fréquemment amené à évaluer la stabilité d'un versant soumis, en sus de son poids, à une force extérieure telle que la charge apportée par un appui d'ouvrage, le renforcement par ancrage de la pente ou une action sismique.

Les **renforcements rigides** (cf. § 4.3) apportent un gain de stabilité de deux façons : introduction d'une force extérieure stabilisatrice et supplément de résistance au cisaillement sur la surface de rupture par augmentation de la contrainte normale. La prise en compte de ces renforcements dans le calcul du coefficient de sécurité se fait différemment selon qu'on utilise une méthode de calcul d'équilibre de tranches ou d'équilibre global.

Dans le cas d'une méthode d'équilibre global (rupture plane, méthode des perturbations), il suffit d'ajouter dans les équations d'équilibre les efforts apportés par les éléments de renforcement (figure 12). La détermination de ces efforts dépend quant à elle du type de renforcement et de la démarche de justification que l'on suit. Pour ce qui est des clous ou des barres passives, on peut prendre en compte l'effort limite que peut supporter le clou ou l'effort réellement mobilisé dans les inclusions après un déplacement de sol le long de la surface de rupture (cf. § 4.3.3).

Dans le cas d'une méthode d'équilibre de tranches (méthode de Bishop), il est nécessaire d'affecter un angle de diffusion à l'effort introduit par l'inclusion afin de ne pas modifier de façon trop importante l'état d'équilibre d'une seule tranche de massif.

Pour évaluer la stabilité d'un talus sous **sollicitations sismiques**, on peut employer la méthode pseudo-statique, dans laquelle l'action sismique est schématisée par une force constante appliquée à la masse instable. Les Recommandations AFPS [7] proposent d'utiliser une force définie par l'accélération d'inertie :

- de composante horizontale vers l'extérieur du talus : λa_N
- de composante verticale : $\pm \lambda \frac{a_N}{2}$

où a_N est l'accélération nominale qui dépend de la sismicité du site et de la classe d'ouvrage, et λ un coefficient qui varie entre 0,4 et 0,5 selon le type géotechnique du site. Par exemple, dans la région de Nice ou de Menton, pour un bâtiment courant fondé sur versant, l'accélération horizontale est de l'ordre de 0,12 g (avec g accélération due à la pesanteur).

3.6 Application au dimensionnement d'ouvrages

3.6.1 Remblai sur sols mous

La construction de remblais sur certains sols (vases, argiles molles, tourbes, etc.) dont la cohésion non drainée n'est que de quelques dizaines de kilopascals pose deux principaux problèmes : celui des

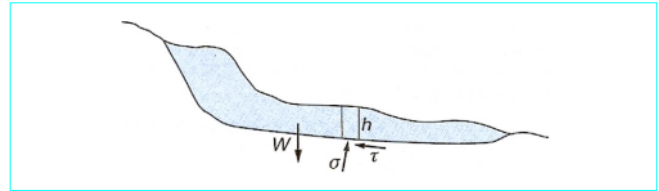


Figure 11 – Glissement à surface de rupture quelconque

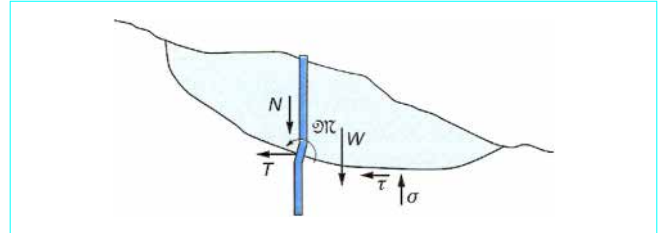


Figure 12 – Stabilisation par clouage d'un glissement de terrain : introduction d'efforts extérieurs dans le calcul de stabilité

tassements engendrés par le chargement de la couche de sol compressible et celui de la stabilité de l'ensemble : remblai + sol de fondation. C'est la stabilité à court terme qui est la plus critique, puisque la consolidation du sol de fondation augmente sa résistance au cisaillement.

Le problème des déformations causées par les remblais dans la couche de fondation et dans les structures adjacentes (pieux, culées d'ouvrage, etc.) ne sera pas traité ici. Ce sujet est décrit dans l'article *Fondations profondes* [C 248] de ce traité [8].

L'expérience de la construction de remblais sur sols mous a montré que la rupture pouvait se produire selon deux schémas (figure 13) :

- rupture par poinçonnement. Le remblai s'affaisse sans se rompre tandis que deux bourrelets se forment dans le terrain naturel de part et d'autre du remblai ;
- rupture rotationnelle. Il s'agit d'une rupture profonde de forme sensiblement cylindrique qui affecte le remblai et la couche de sol mou. Un escarpement bien marqué se forme en tête, un bourrelet en pied. Le remblai bascule.

L'étude de stabilité a pour objet de définir les conditions de stabilité du remblai et du sol de fondation à chaque étape de la construction.

Pour évaluer le coefficient de sécurité au poinçonnement du sol de fondation, on utilise les résultats obtenus pour le dimensionnement d'une fondation superficielle [9]. La pression maximale admissible sur le sol q_{\max} en fonction de la cohésion non drainée c_u vaut :

$$q_{\max} = (\pi + 2) c_u$$

La contrainte apportée par une épaisseur H de remblai de poids volumique γ vaut $q = \gamma H$. Et, en première approximation, le coefficient de sécurité est donné par :

$$F = \frac{(\pi + 2) c_u}{\gamma H}$$

Pour évaluer le coefficient de sécurité vis-à-vis d'un glissement rotationnel, on suppose que la résistance mobilisée dans le sol mou est la cohésion non drainée c_u . Le calcul peut être fait par ordinateur en utilisant la méthode de Bishop ou la méthode des perturbations. Dans les cas simples, on peut également utiliser des abaques [10] dont un extrait est présenté sur la figure 14. On demande habituellement pour les ouvrages routiers un coefficient de sécurité de 1,5.

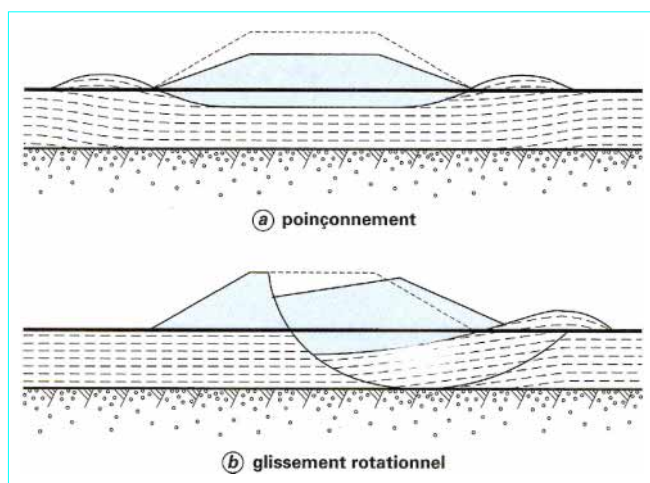


Figure 13 – Types de rupture de remblai sur sol mou

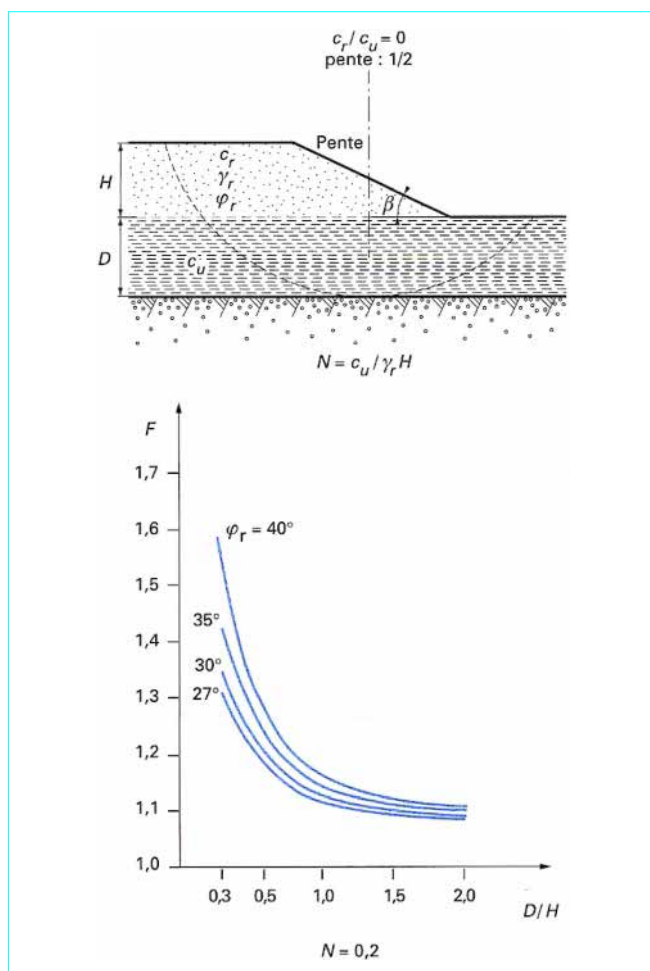


Figure 14 – Abaque de calcul de remblai sur sol mou (d'après [10])

3.6.2 Barrage en terre

Les barrages en terre possèdent deux talus, amont et aval, dont la stabilité doit être vérifiée aux différentes phases de la construction et de la vie de l'ouvrage, en particulier du fait du développement de pressions interstitielles dans le corps du barrage [11], et dans les deux situations présentées ci-après. Bien entendu, la stabilité d'ensemble, incluant le terrain de fondation, doit également être vérifiée.

Lorsque la retenue est pleine, c'est-à-dire dans les conditions normales d'exploitation, un écoulement se produit à travers le barrage (figure 15a), défavorable à la stabilité du talus aval, puisqu'une surface de suintement peut apparaître sur ce talus et que la poussée d'écoulement qui s'exerce sur les grains solides a tendance à le déstabiliser. C'est pourquoi un drainage de ce talus aval est très généralement prévu (figure 15b). Compte tenu des enjeux en cas de rupture, la stabilité doit être assurée avec un coefficient de sécurité au moins égal à 1,5.

Lors d'une vidange rapide (rapide par rapport à la vitesse de drainage du corps de barrage : elle l'est donc en pratique presque toujours), le champ des pressions interstitielles demeure inchangé alors que la pression d'eau extérieure a disparu ; un régime transitoire d'écoulement s'établit dans le corps du barrage. Le talus amont se trouve alors dans une situation bien plus défavorable qu'en conditions normales d'exploitation. Le coefficient de sécurité recherché est en général de 1,4 ou 1,5.

3.6.3 Talus de déblai

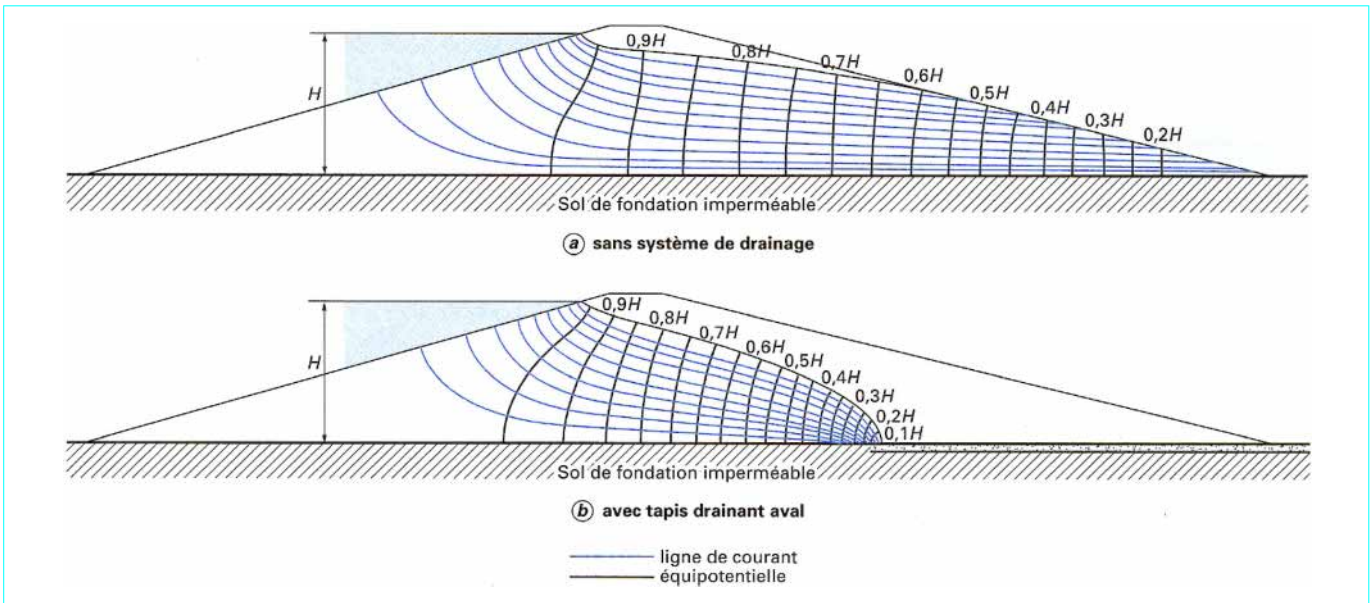
Les talus de déblai, qui peuvent atteindre des hauteurs de plusieurs dizaines de mètres, sont réalisés avec des pentes en général comprises entre 1/2 et 1/3 dans les sols. Dans le cas de terrains de qualité très médiocre, ou de conditions hydrauliques pénalisantes, des pentes plus douces peuvent être adoptées. Si l'emprise de la tranchée est limitée *a priori*, des confortements préventifs sont réalisés afin de raidir la pente.

Les mécanismes de rupture le plus souvent rencontrés sont des ruptures circulaires dans les matériaux relativement homogènes, ou des ruptures planes s'il existe une surface de faiblesse à pendage défavorable, telle que l'interface entre substratum et colluvions de pente ou un joint de stratification. L'eau joue un rôle majeur dans la stabilité, ce qui conduit à distinguer, pour les sols fins, la stabilité à long terme et la stabilité à court terme en régime transitoire.

On peut retenir qu'en général (sols fins surconsolidés) la rupture du déblai intervient à long terme, c'est-à-dire au bout de plusieurs années dans certains sols argileux. Ce sont donc des caractéristiques de cisaillement en conditions drainées associées à un régime hydraulique permanent qui devront être utilisées pour le dimensionnement. Cependant, dans le cas de sols normalement consolidés ou lorsqu'il est difficile de s'assurer des conditions de court ou de long terme, on effectuera deux calculs :

- calcul en contraintes totales (c_u , $\varphi = 0$) ;
- calcul en contraintes effectives (c' , φ') + régime hydraulique permanent.

L'analyse à court terme soulève deux difficultés principales : celle de la durée de validité du court terme et celle de la détermination de la cohésion non drainée. Cette dernière peut être mesurée *in situ* au scissomètre (sols mous) ou en laboratoire à l'aide d'essais triaxiaux, mais l'expérience locale sera souvent d'un grand secours pour estimer une valeur raisonnable. L'analyse à long terme utilise les caractéristiques c' (noter que l'essai triaxial surestime souvent la cohésion) et φ' (valeur de pic en général). La définition des pressions interstitielles se fait, le plus souvent, en supposant une surface libre horizontale jusqu'au talus, ce qui va dans le sens de la sécurité.



3.6.4 Versant naturel

Lors de la construction d'ouvrages sur versant, de déblais et de remblais en particulier, il importe d'examiner d'abord si le versant est en mouvement actuellement, ou s'il l'a été dans le passé (risque de réactivation d'un glissement fossile). Dans le cas de réponse négative à ces deux questions, il faut se demander si l'ouvrage ne va pas déstabiliser un équilibre fragile.

Si le versant est ou a été en mouvement, on peut estimer les paramètres de résistance du sol ($F = 1$) : $c' \approx 0$ et $\varphi'_R \leq \varphi' \leq \varphi'_{pic}$. Si le versant est présumé stable, on pourra prendre des caractéristiques proches de celles de pic. Il est souvent difficile d'obtenir un coefficient de sécurité de 1,5 dans le dimensionnement d'un ouvrage neuf, c'est pourquoi :

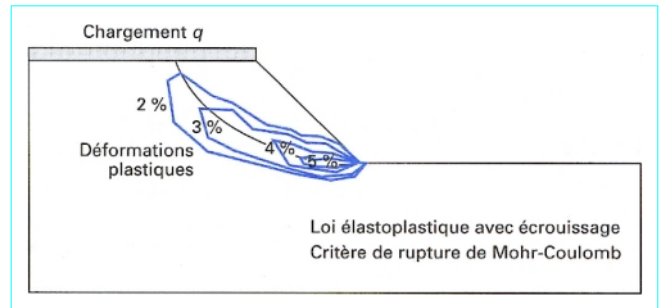
- pour l'ensemble du versant, si le coefficient de sécurité initial est inférieur à 1,2 (ce qui signifie probablement que de légers mouvements ont lieu dans le versant), on pourra se contenter de ne pas l'affaiblir ou de l'augmenter légèrement du fait de l'ouvrage ;

- pour la stabilité locale des talus (on limite l'exploration des cercles de rupture à une distance horizontale de trois fois la hauteur des talus), on devra parfois se contenter de $F = 1,3$.

Le problème de l'évolution future d'un versant en mouvement ne peut pas être résolu par le calcul à la rupture. La connaissance précise de la cinématique (§ 5) peut permettre de formuler, avec prudence, un diagnostic.

3.7 Perspectives

Les méthodes de calcul à la rupture décrites précédemment sont les méthodes couramment utilisées. Des éléments importants, comme la prise en compte de la troisième dimension, le phénomène de rupture progressive, ou le fluage dans le temps, sont négligés.



De plus, ce type de méthode ne peut fournir d'indication sur les déplacements de sol attendus. La méthode des éléments finis permet, quant à elle, de calculer ces déplacements (figure 16), mais elle n'est pas utilisée de façon courante pour modéliser les glissements de terrain. En effet, une telle modélisation d'un massif nécessite de connaître des paramètres de déformabilité des matériaux qui sont rarement déterminés. Seuls les paramètres de résistance au cisaillement sont en pratique relativement bien connus. De plus, dès lors que l'on souhaite utiliser un modèle de calcul qui soit un peu plus évolué qu'un modèle élastique, on est confronté au problème de la définition de l'état initial de contraintes. Dans un massif de sol en pente, l'évaluation du champ de contraintes est un problème particulièrement délicat auquel il n'a jusqu'à présent pas été apporté de réponse satisfaisante. Ces deux points, état de contraintes dans une pente et modélisation par éléments finis du comportement d'une pente, font actuellement l'objet de recherches.

4. Méthodes de confortement

Face à un problème de stabilité, une première solution consiste à s'affranchir des mouvements de la pente instable sans les empêcher. Deux types de solutions sont possibles :

- implanter ou déplacer le bâtiment, l'ouvrage d'art ou la route en dehors de la zone en mouvement, dans un secteur reconnu comme stable ;

- concevoir l'ouvrage de telle sorte qu'il ne soit pas endommagé par le mouvement de terrain : soit en résistant aux efforts apportés par le mouvement de terrain (solution réservée aux petits glissements), soit en adaptant le mode de construction de sorte que les fondations soient dissociées du sol en mouvement. La figure 17 présente le principe d'un dispositif de fondation sur pieux dans un glissement.

Si ce type de solution n'est pas retenu, on est amené à conforter la pente avec l'une des techniques présentées dans les paragraphes ci-après.

Lorsqu'il s'agit de dimensionner un dispositif de confortement préventif, on recommande de prendre un coefficient de sécurité $F = 1,5$ pour l'ouvrage en service. Dans une intervention de réparation après glissement, si le calage des caractéristiques mécaniques paraît de bonne qualité, le coefficient de sécurité demandé peut se limiter à 1,3. Si toutefois certaines caractéristiques du site sont mal connues, ou si les techniques employées sont susceptibles de perdre de leur efficacité avec le temps (colmatage de drains par exemple), ou encore si l'on ne peut tolérer de déformations, on choisit plutôt $F = 1,5$.

4.1 Terrassements

Les conditions de stabilité étant directement liées à la pente du terrain, le terrassement reste le moyen d'action le plus naturel. On peut distinguer trois groupes de méthodes de stabilisation par terrassement :

- les actions sur l'équilibre des masses : allègement en tête, remblai en pied ;
- les actions sur la géométrie de la pente : purge et reprofilage ;
- les substitutions partielles ou totales de la masse instable.

La figure 18 schématise les différentes actions de terrassement et les termes généralement employés pour les décrire.

4.1.1 Remblai de pied

Le chargement en pied d'un glissement est une technique souvent utilisée, généralement efficace. L'ouvrage, également appelé banquette, berme ou butée, agit par contrebalancement des forces motrices. Pour qu'il soit efficace, il faut réaliser un ancrage dans les formations sous-jacentes en place. Comme dans le cas d'un ouvrage de soutènement, le dimensionnement doit justifier de la stabilité au renversement, de la stabilité au glissement sur la base et de la stabilité au grand glissement. Mais en pratique, c'est la stabilité le long de la surface de rupture du glissement déclaré qui est dimensionnante. La stabilité au grand glissement suppose (figure 19) que :

- l'ouvrage limite les risques de reprise du glissement en amont ;
- l'ouvrage ne déclenche pas d'autre glissement, par exemple à l'aval.

Les ouvrages ainsi dimensionnés, en plus de leur fonction « poids », peuvent assurer un drainage du massif. Aussi utilise-t-on en général un matériau drainant (cf. les masques décrits au § 4.2.4).

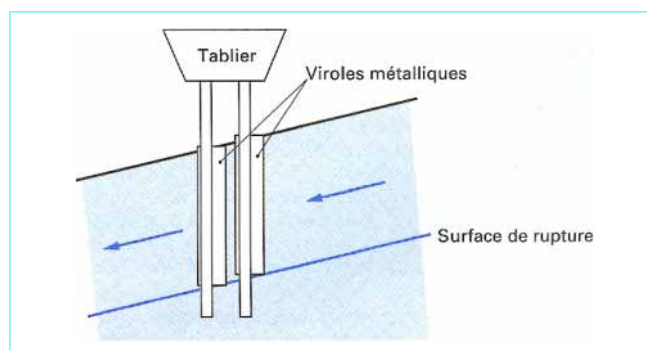


Figure 17 – Isolation des appuis d'un viaduc : fondation sur pieux protégés par des viroles métalliques

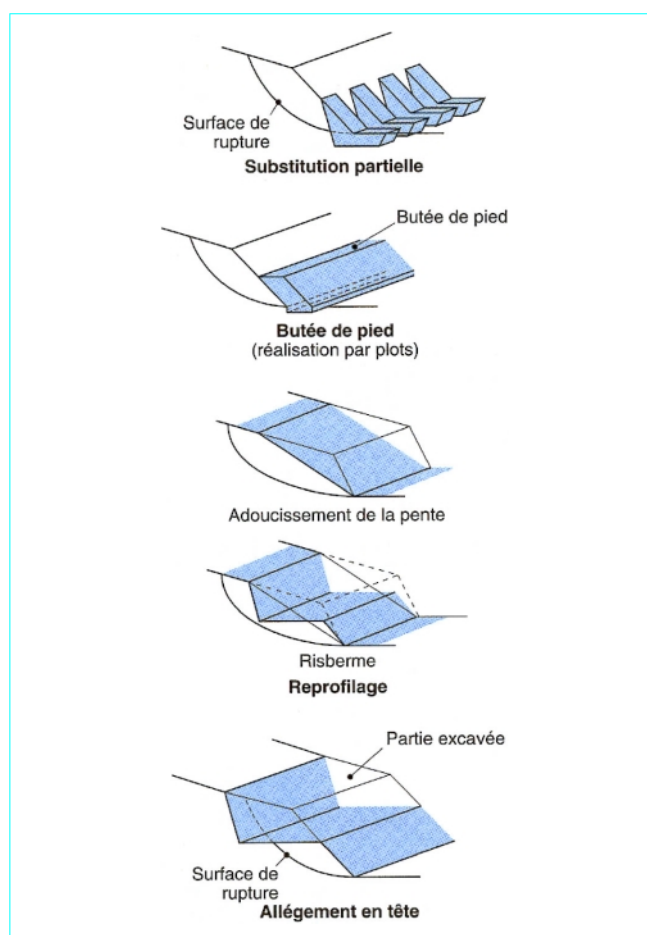


Figure 18 – Différentes méthodes de stabilisation par terrassement

4.1.2 Allègement en tête

L'allègement en tête de glissement consiste à venir terrasser dans la partie supérieure. Il en résulte une diminution du poids moteur et, par conséquent, une augmentation du coefficient de sécurité. La méthode de dimensionnement consiste en un calcul de stabilité le

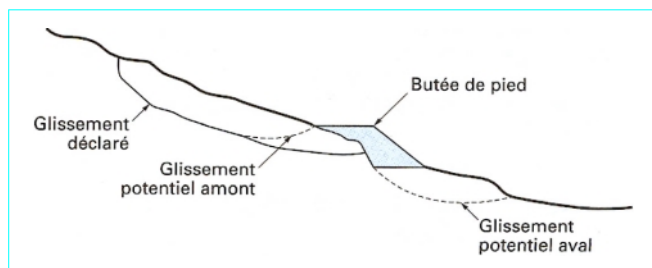


Figure 19 – Calcul de stabilité d'une butée de pied : différentes surfaces de rupture à prendre en compte

long de la surface de rupture déclarée en prenant en compte la modification de géométrie en tête. On peut également substituer le matériau terrassé par un matériau léger (polystyrène, matériau à structure alvéolaire, etc.).

4.1.3 Reprofilage

Les conditions de stabilité d'un talus étant directement liées à sa pente, on peut assez simplement augmenter la sécurité par retalutage du terrain naturel. Dans ce sens, le procédé s'apparente à l'allègement en tête : il consiste en un adoucissement de la pente moyenne.

Ce type de traitement est particulièrement bien adapté aux talus de déblais, et il est de pratique courante. Notons que l'exécution de risbermes a l'avantage d'améliorer la stabilité par rapport à une pente unique et de créer des voies d'accès pour l'entretien ou des travaux complémentaires. L'adoucissement de la pente est généralement mal adapté aux versants naturels instables car il met en jeu des volumes de sol très importants.

4.1.4 Purge

Les techniques de terrassement s'accompagnent fréquemment de purges du matériau déplacé par le glissement. Cette solution est généralement limitée aux glissements de taille modeste. On peut, dans certains cas, purger l'ensemble du matériau glissé, à condition que la surface mise à nu soit stable.

4.1.5 Substitution totale ou partielle

La substitution totale consiste à venir purger l'ensemble des matériaux glissés ou susceptibles de glisser, et à les remplacer par un matériau de meilleure qualité. Cela permet de reconstituer le profil du talus initial.

Il importe de vérifier la stabilité au cours des phases de travaux et celle du talus définitif dans lequel on prend en compte les caractéristiques du matériau de substitution et du matériau en place.

La substitution de matériaux glissés suppose que l'on connaisse le volume de matériaux concerné, que l'on excave plus profondément que la surface de rupture, et que l'on réalise des redans afin d'assurer un bon accrochage entre le substratum et le sol d'apport. La tenue des talus provisoires de la purge dépend des conditions de terrassement, de la météorologie, des hétérogénéités locales. En cas de risque, il est préférable de travailler par plots de faible largeur et de ne pas maintenir de fouilles ouvertes pendant une longue période.

Des substitutions partielles sont souvent employées, sous forme de bèches ou de contreforts discontinus (figure 18). Le coefficient de sécurité de la pente ainsi traitée peut être estimé en prenant la moyenne pondérée des coefficients de sécurité de la pente avec et sans substitution.

4.2 Dispositifs de drainage

Dans la plupart des cas de glissement, l'eau joue un rôle moteur déterminant. Aussi utilise-t-on couramment les techniques de drainage [12], qui ont pour but de réduire les pressions interstitielles, au niveau de la surface de rupture lorsque celle-ci existe. C'est donc en termes de diminution de pression interstitielle, et non de débit d'exhaure, qu'il faut évaluer l'efficacité d'un dispositif de drainage. Les différentes techniques qui peuvent être mises en œuvre pour atteindre cet objectif relèvent de deux options fondamentales :

- éviter l'alimentation en eau du site ;
- expulser l'eau présente dans le massif instable.

De nombreux paramètres conditionnent l'efficacité d'un système de drainage, en particulier la nature et l'hétérogénéité des terrains, la géométrie des couches aquifères, la perméabilité et l'anisotropie des sols, les alimentations et les exutoires. De ce fait, et compte tenu des difficultés de détermination de l'ensemble de ces éléments, le dimensionnement d'un système de drainage est fait en prenant un coefficient de sécurité plus élevé que celui pris pour d'autres techniques (terrassements, renforcements).

Comme la plupart des ouvrages, les dispositifs de drainage nécessitent un entretien régulier qui, s'il n'est pas réalisé, peut leur enlever toute efficacité. On distingue : les drainages de surface et les ouvrages de collecte des eaux, les tranchées drainantes, les drains subhorizontaux, les masques et éperons drainants, les drains verticaux, et enfin les galeries et autres ouvrages profonds. Toutes ces techniques peuvent être utilisées seules ou associées, ou en complément d'autres techniques de stabilisation.

4.2.1 Collecte et canalisation des eaux de surface

L'objectif est de limiter les infiltrations dans le massif en mouvement. Les eaux peuvent provenir de zones de sources, d'un défaut d'étanchéité sur un réseau ou un bassin de stockage à l'amont ou plus simplement de l'impluvium et des eaux de ruissellement. En effet, les eaux de surface ont tendance à s'infiltrer dans les fissures, à stagner dans les zones de faible pente et aggravent ainsi une instabilité amorcée. Aussi les ouvrages de collecte des eaux (fossés, caniveaux, cunettes) et l'étanchéification des fissures de surface, bien que ne constituant pas des ouvrages de drainage à proprement parler, sont-ils réalisés en première urgence dans de nombreux cas de glissements.

On ne décrira pas dans le détail les ouvrages de collecte des eaux de surface : ils sont d'usage courant en génie civil, comme les fossés et caniveaux qui peuvent éventuellement être étanchés par des géomembranes. Il est recommandé de façon générale d'éviter d'implanter des ouvrages rigides sur les fissures provoquées par les mouvements.

4.2.2 Tranchées drainantes

Les tranchées drainantes, dont une coupe type est présentée sur la figure 20, sont des ouvrages couramment utilisés pour rabattre le niveau de la nappe. Elles sont implantées sur le site de façon à venir recouper les filets d'eau (lignes de courant dans un horizon homogène, couche aquifère, venues d'eau ponctuelles, etc.). Le choix de l'implantation (dans le sens de la plus grande pente ou dans un sens parallèle aux lignes de niveau, ou encore en épis), de la profondeur et de l'espacement des tranchées dépend des résultats de l'étude hydrogéologique et conditionne l'efficacité du drainage.

Ces tranchées peuvent être réalisées de plusieurs façons :

- à la pelle mécanique : la profondeur de la tranchée peut atteindre 5 à 6 m sur une largeur de l'ordre du mètre. Un drain souple est généralement placé au fond avec un sable propre en protection. Le remplissage est réalisé en matériau drainant ; un géotextile est parfois disposé comme filtre ;

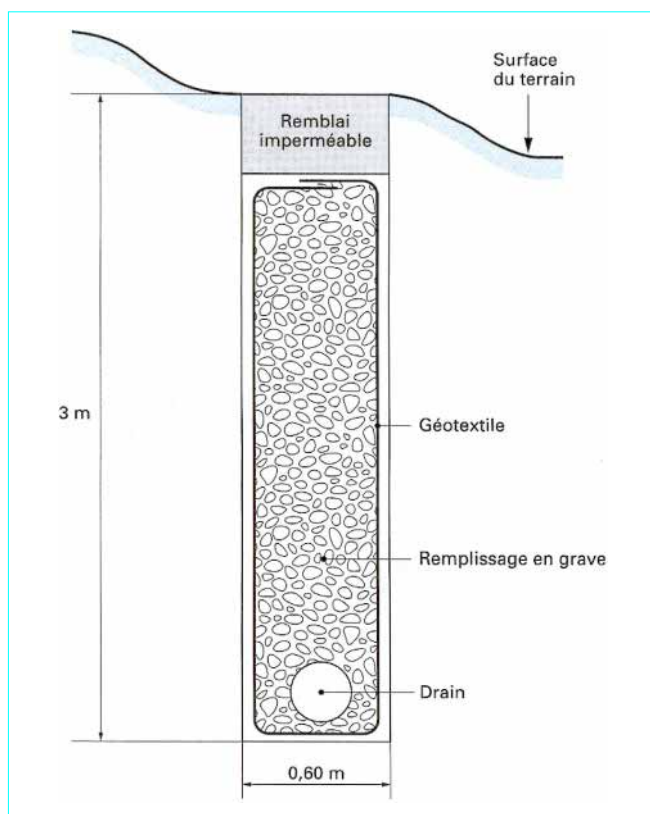


Figure 20 – Coupe type d'une tranchée drainante

— à la trancheuse : les profondeurs atteintes sont du même ordre de grandeur, mais la largeur de la tranchée est par contre réduite, de l'ordre de 30 cm. Un dispositif mécanisé permet de mettre en place un géotextile, le drain en plastique et le matériau drainant de remplissage ;

— à la haveuse de paroi : les profondeurs atteintes sont plus importantes (jusqu'à 20 m). La technique de creusement est identique à celle utilisée pour les parois moulées, par panneaux successifs (de 2 à 3 m). La tenue des parois de la fouille est assurée par une boue biodégradable.

4.2.3 Drains subhorizontaux

Lorsque les contraintes d'accessibilité du site ou les conditions de circulation interdisent la réalisation de tranchées, la réalisation de drains subhorizontaux peut permettre de diminuer les pressions interstitielles et de décharger des aquifères localisés.

La technique consiste à réaliser de nombreux forages avec une faible pente sur l'horizontale (2 à 5°) et à y placer des tubes crépinés. Ces tubes sont généralement en PVC (50 à 80 mm de diamètre), parfois en acier lorsque de grandes déformations sont susceptibles de se produire. Un dispositif de captage des eaux recueillies dans les drains avec un exutoire adapté complète l'ensemble. Les drains subhorizontaux sont disposés en un ou plusieurs faisceaux ou plus simplement en lignes.

Cette technique s'emploie dans de nombreuses configurations de glissement et dans de nombreuses formations géologiques. Cependant, les terrains très peu perméables s'y prêtent mal ; en effet, le rayon d'action des drains est dans ce cas très faible. Les drains

subhorizontaux permettent en particulier de drainer des couches et des poches aquifères, éventuellement en charge, et des circulations d'eau localisées (dans des fractures, dans des couches de faible épaisseur).

Le bon fonctionnement des drains nécessite :

- une protection contre le gel à la sortie des drains ;
- une lutte contre le colmatage (utilisation de jets d'eau sous pression, d'acide oxalique pour dissoudre des dépôts calcaires, etc.) ;
- un entretien du système de collecte des eaux d'exhaure.

4.2.4 Masques et éperons drainants

Les masques drainants sont des ouvrages en matériaux granulaires grossiers mis en place en parement de talus ; leur rôle est d'annuler la pression interstitielle dans la portion correspondante de terrain, mais leurs caractéristiques très frottantes apportent également un gain de stabilité. Les éperons drainants sont des sortes de masques discontinus ; s'il est inutile ou difficile de réaliser un masque, on se contente de faire des saignées remplies de matériau drainant régulièrement espacées.

4.2.5 Drains verticaux, galeries drainantes

Les puits drainants équipés de pompes, installés en ligne, constituent un écran drainant, à condition bien sûr que la maintenance soit correctement assurée. Le forage de drains subhorizontaux depuis le fond de puits de gros diamètre permet d'accroître leur rayon d'action.

Les drains-siphons sont des forages verticaux équipés d'un système d'évacuation de l'eau par siphonnage vers un point bas du versant (de cote inférieure à celle du fond de forage).

Le creusement de galeries drainantes est une solution onéreuse mais efficace. Par exemple, le glissement du Billan (Isère) qui menaçait la retenue EDF de Grand'maison a été traité avec succès par une galerie de 850 m de long, forée sous la surface de rupture, avec des forages verticaux ascendants (1 300 m au total).

4.3 Introduction d'éléments résistants

On entend par éléments résistants les structures telles que :

- murs de soutènement ;
- tirants d'ancrage et murs ancrés ;
- clouages par des barres, des micropieux ;
- rangées de pieux, de barrettes ou de profilés métalliques.

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

On peut également introduire des éléments résistants à titre préventif, de façon à éviter les déplacements, dont une conséquence serait de diminuer la résistance au cisaillement des sols. La compatibilité des déplacements du sol 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 que des tirants précontraints n'est pas envisageable : les déplacements du sol conduiraient à la rupture des tirants. Il est préférable de construire, dans ces cas, des ouvrages qui supportent mieux les déformations.

4.3.1 Ouvrages de soutènement

Les **ouvrages rigides** ne sont pas les mieux adaptés à la stabilisation des glissements de terrain, du fait de leur incompatibilité avec toute déformation ; en outre, le dimensionnement doit prendre en compte les efforts très importants engendrés par le glissement.

Lorsque l'ouvrage est correctement ancré et suffisamment résistant vis-à-vis des efforts qui lui sont appliqués, il est fixe. La pratique est de dimensionner l'ouvrage en prenant en compte un effort limite de butée du sol en amont, qui est l'effort maximal apporté par les masses en mouvement (la déformation du sol étant une compression).

Les **ouvrages souples** sont des structures obtenues à partir de gabions, de murs cellulaires, ou de sol renforcé par fils, par armatures synthétiques ou métalliques, par nappes de géotextiles, par grilles métalliques ou synthétiques.

Ces ouvrages fonctionnent comme les massifs poids décrits ci-dessus. On les dimensionne en deux phases : vis-à-vis de la stabilité interne selon une méthode propre à chacune des techniques, et vis-à-vis de la stabilité externe ainsi que décrit précédemment. Ces techniques, qui admettent les déformations du sol, sont utilisées nettement plus couramment que les murs rigides.

4.3.2 Tirants d'ancrages

Le principe consiste à réduire les forces actives du glissement et à accroître les contraintes normales effectives sur la surface de rupture. Pour ce faire, on ancre des tirants constitués de câbles d'acier multitorons dans le terrain stable situé sous la surface de rupture, et on applique en tête un effort de traction. Cet effort peut être réparti sur la surface du terrain par l'intermédiaire de plaques ou de petits massifs en béton armé. Dans de nombreux cas, les tirants sont combinés à un mur ou à des longrines.

L'utilisation de tirants précontraints suppose :

- qu'on ait déterminé la force d'ancrage nécessaire par mètre linéaire de glissement pour assurer une valeur suffisante du coefficient de sécurité ;
- qu'on justifie le choix et les caractéristiques des tirants.

Le premier point nécessite la réalisation d'une étude de stabilité (cf. § 3.5). Dans le cas d'un glissement à trois blocs, comme représenté sur la figure 21, les calculs sont assez simples et peuvent être conduits de la façon suivante. La masse instable peut être assimilée au bloc ABCD avec un état de poussée sur AB (force P) et de butée sur CD (force B). Si l'on suppose que le terrain est homogène et sec, le coefficient de sécurité initial est donné par :

$$F = \frac{c' \ell + (W \cos \beta + B \sin \beta - P \sin \beta) \tan \varphi'}{W \sin \beta + P \cos \beta - B \cos \beta} = \frac{\text{numérateur } a}{\text{dénominateur } b}$$

avec c' et φ' caractéristiques de cisaillement du sol.

Si l'on applique un effort d'ancrage Φ , le coefficient de sécurité devient :

$$F + \Delta F = \frac{a + \Phi \cos \delta \tan \varphi'}{b - \Phi \sin \delta}$$

Pour une valeur ΔF à atteindre, on peut minimiser l'effort d'ancrage en faisant varier l'inclinaison. L'effort Φ minimal est obtenu pour :

$$\delta = \arctan \frac{F + \Delta F}{\tan \varphi'}$$

Il est prudent de se réserver la possibilité de venir reprendre la tension dans les tirants, aussi bien en cas d'augmentation que de diminution de celle-ci. Pour ce faire, il est judicieux de prévoir un suivi régulier des déformations du terrain (par le biais de tubes inclinométriques) et quelques cales dynamométriques pour la surveillance des tensions dans les tirants [13].

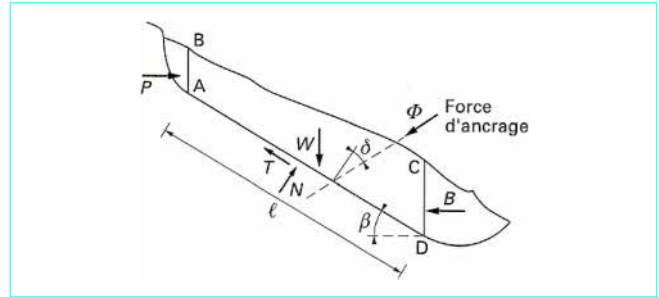


Figure 21 – Stabilisation par ancrages précontraints : dimensionnement d'un tirant à l'aide d'un modèle à trois blocs

4.3.3 Renforcement par inclusions

Le renforcement par inclusions a été largement employé durant les dernières années comme une technique de stabilisation des pentes instables. La raison en est qu'il est aisé et rapide à mettre en œuvre et qu'il n'affecte pas la géométrie du site. On distingue habituellement deux catégories d'inclusions, en fonction de l'inertie des armatures utilisées :

- les clous et micropieux, constitués d'une armature de faible inertie (barres ou profilés métalliques par exemple) et d'un coulis d'injection, et placés obliquement ou verticalement (figure 22) ;
- les pieux et barrettes (fûts de béton armé, viroles en acier remplies de béton), qui sont des éléments de grande rigidité, mis en place verticalement.

■ Clous et micropieux

La stabilisation d'un glissement de terrain par **clouage** repose sur le principe suivant : la partie supérieure du massif en mouvement engendre une déformation des clous ; les efforts qui en résultent sont transmis par les clous au substratum, qui s'oppose alors au mouvement. L'efficacité du clouage réside dans la mobilisation d'efforts de traction et de cisaillement dans le clou. Pour que ces efforts stabilisateurs soient mobilisés, il est nécessaire qu'il se produise des déplacements relatifs sol/clou. Le clouage a donc un effet progressif et des mouvements résiduels se produisent encore après le clouage. Par ailleurs, on ne peut pas stabiliser par cette technique des glissements de grande ampleur, qui nécessiteraient l'introduction d'efforts considérables.

Le dimensionnement d'un ouvrage de confortement par clouage se fera en justifiant une sécurité suffisante vis-à-vis des risques de rupture, qui se situent :

- dans le clou (barre ou tube d'acier) par traction et/ou cisaillement ;
- au contact sol/clou, dans la partie inférieure d'ancrage (arrachement du clou) ;
- dans le sol, le long de la surface de rupture par insuffisance d'efforts apportés par les clous ;
- et bien entendu dans le sol, pour des glissements en profondeur sous l'ouvrage (insuffisance de fiche des clous), ou en aval si le clouage est placé trop en amont sur le versant, ou en amont si le clouage est placé trop en aval sur le versant.

On prend un coefficient de sécurité de 1,5 sur la résistance interne de l'armature en calculant la contrainte maximale susceptible d'être mobilisée en traction-cisaillement ; on utilise des barres de section supérieure pour tenir compte d'une éventuelle corrosion. L'effort tangentiel entre le sol et le clou (interaction sol/clou) est majoré par l'effort limite Pq_s où P est le périmètre du clou et q_s le frottement latéral unitaire, lequel peut être évalué à partir d'essais d'arrachement ou d'essais pressiométriques ; là encore on prendra en compte un coefficient de sécurité de 1,5.

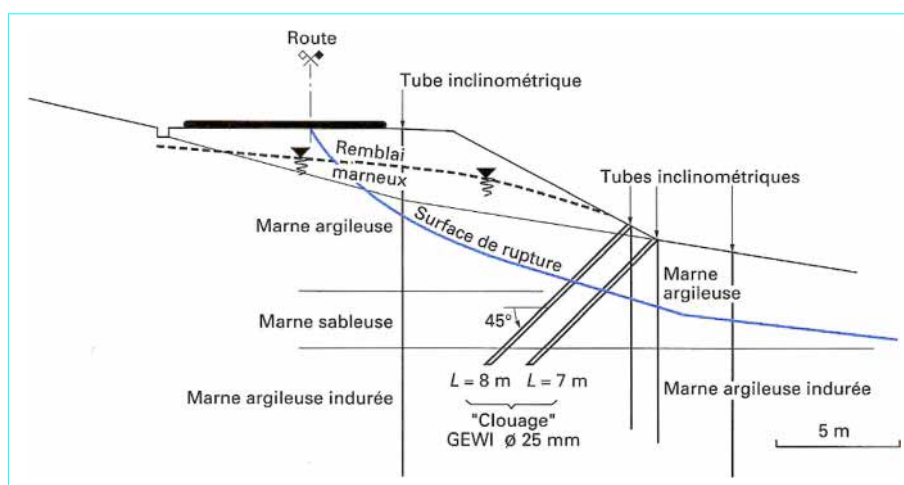


Figure 22 – Exemple de clouage d'un glissement

L'évaluation de l'amélioration 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 clous (voir § 3.5). Deux options sont possibles pour introduire les efforts résistants apportés par les clous :

- prendre en compte les efforts maximaux admissibles pour le clou et le contact sol/clou (donnés par l'application du multicritère [14]) diminués par l'application du coefficient de sécurité ;
- prendre en compte les efforts engendrés dans le clou par le déplacement de sol le long de la surface de rupture, déplacement que l'on choisit tel que la structure puisse le tolérer [15].

■ Pieux et barrettes

La stabilisation d'un glissement par des **pieux** ou des **barrettes** procède du même principe que précédemment. Mais, compte tenu de leur inertie importante, les pieux travaillent principalement en flexion/cisaillement quand les clous de faible inertie travaillent en traction/flexion. Généralement, on dispose deux ou trois rangées de pieux (tubes métalliques ou pieux en béton armé) dans le tiers central de la pente instable.

Les risques de rupture d'un confortement par pieux ou barrettes se situent :

- dans le pieu par flexion/cisaillement ;
- au contact sol/pieu, en sollicitation latérale du sol par le fût du pieu (plastification du sol) ;
- dans le sol, le long de la surface de rupture, par insuffisance d'efforts apportés par les pieux ;
- dans le sol, si un glissement se produit en profondeur sous l'ouvrage (insuffisance de fiche des pieux), en aval si le clouage est placé trop en amont sur le versant, en amont si le clouage est placé trop en aval sur le versant.

On prend un coefficient de sécurité de 1,5 sur la résistance interne du pieu en calculant la contrainte maximale susceptible d'être mobilisée en flexion/cisaillement. Le déplacement du sol en glissement mobilise latéralement le pieu qui oppose au sol une réaction. On considère en général que cette dernière est majorée par la pression limite p_e mesurée à l'aide du pressiomètre Ménard : en prenant un coefficient de sécurité de 2, on limite la valeur de la pression latérale à $p_e/2$.

Comme dans le cas du clouage, 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.

4.4 Cas des remblais sur sols mous

Lorsque le sol de fondation n'a pas la capacité de supporter la charge correspondant à la hauteur totale du remblai projeté (rupture à court terme), il est nécessaire d'employer des dispositions constructives qui assurent la stabilité de l'ouvrage en phase de travaux comme en phase de service, avec un coefficient de sécurité en général pris égal à 1,5.

Différentes méthodes sont employées [16] pour limiter les risques de rupture, qui relèvent de trois principes :

- consolider le sol de fondation, et donc augmenter sa résistance au cisaillement, avant la réalisation du remblai (par pompage pour abaisser la nappe) ou pendant celle-ci (construction par étapes avec utilisation de drains verticaux) ;
- diminuer la charge appliquée au sol de fondation (construction du remblai en matériaux allégés) ;
- renforcer le sol de fondation en y incluant des éléments résistants (colonnes ballastées, pieux, substitution partielle ou totale des couches molles).

5. Techniques de surveillance

Lorsque les travaux de confortement ne sont pas envisageables, techniquement ou financièrement, ou qu'ils ne peuvent être réalisés avant un certain temps, une solution de surveillance peut être choisie. L'objectif est de prévoir la rupture suffisamment à l'avance pour que des mesures préventives soient prises : mise en place d'un confortement supplémentaire, évacuation de la zone instable, fermeture d'un tronçon de route, etc.

La mise en place d'un système de surveillance suppose de définir :

- les paramètres mesurés :
 - cinématiques : en surface (topométrie, extensométrie) ou en profondeur (inclinométrie),
 - piézométriques (en particulier, pression interstitielle au niveau de la surface de rupture) et hydrauliques,
 - météorologiques (pluviométrie, nivométrie) ;
- la position et le nombre des points de mesure ; dans les sites à risque grave, une redondance des systèmes de mesure s'impose ;
- la fréquence d'acquisition : mensuelle, hebdomadaire, quotidienne ou plus fréquente ;
- le mode de transmission et de dépouillement des informations ;
- leur exploitation, notamment en ce qui concerne les alertes (définition des seuils, des mesures à prendre).

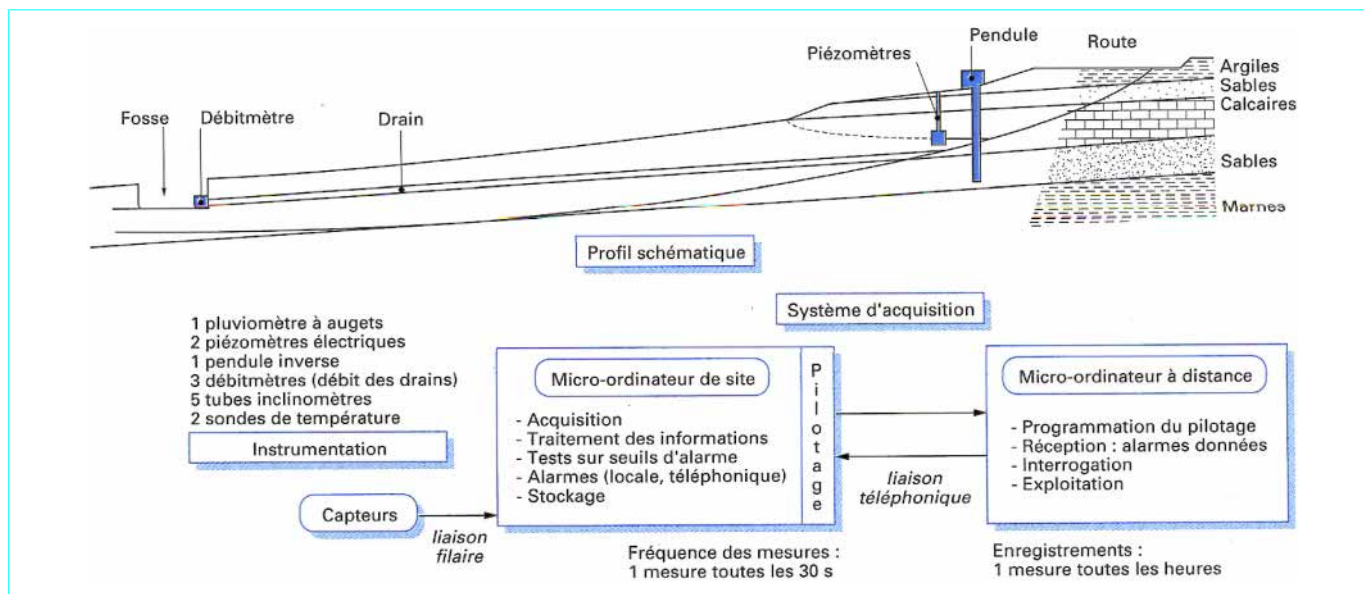


Figure 23 – Système de surveillance de glissement : profil avec implantation des capteurs, schéma du système

Un schéma de système de surveillance est donné à titre d'exemple sur la figure 23. Le choix d'une solution dépend à la fois du glissement lui-même (vitesse et ampleur des déplacements), des personnes et des biens exposés, de l'objectif de sécurité visé et des contraintes de site (accessibilité par exemple). Un système de surveillance peut être automatisé à un degré plus ou moins poussé ; dans certains cas, des systèmes entièrement automatiques (depuis l'acquisition des mesures, réalisée toutes les dix secondes, jusqu'au déclenchement d'un feu rouge) sont recommandés, mais il ne faut pas négliger l'intérêt de l'avis de l'expert, après visite éventuelle du site, pour évaluer une situation critique... La définition de critères d'alerte reste délicate, avec des risques de fausse alerte ou de défaut d'alerte (figure 24).

Le coût d'un système de surveillance comprend l'investissement initial et un coût de fonctionnement annuel ; ce dernier peut varier de quelques milliers de francs pour un système rustique de suivi d'ouverture de fissures, à plusieurs centaines de milliers de francs pour la télésurveillance d'un glissement majeur.

On pourra consulter la référence [17] pour la conception d'un système de surveillance adapté au site et au problème posé. Il apparaît que c'est le temps disponible qui est le paramètre clé : il faut prendre en compte la cinématique du glissement dans les phases de prérupture et de rupture, la vitesse de fonctionnement du système de surveillance (de l'acquisition au dépouillement), et le temps nécessaire pour que soient effectives les mesures de sécurité.

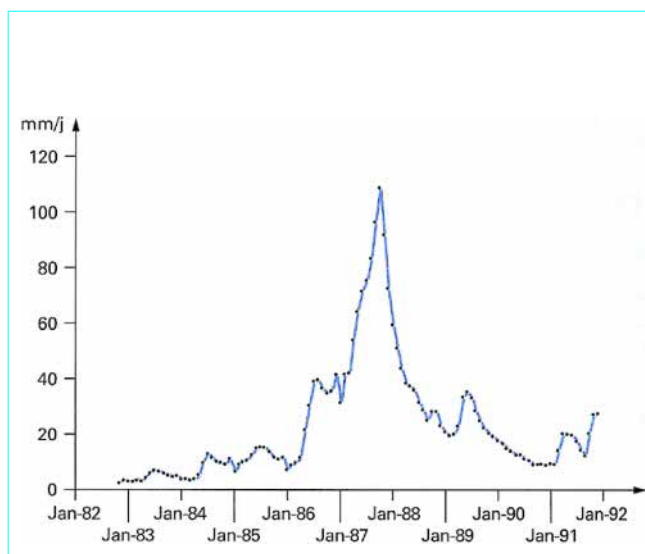


Figure 24 – Évolution des vitesses du glissement de La Clapière pendant une décennie

Stabilité des pentes

Glissements en terrain meuble

par **Jean-Louis DURVILLE**

*Ingénieur en chef des Ponts et Chaussées
Chef de la division Mécanique des sols et géologie de l'ingénieur
au Laboratoire central des Ponts et Chaussées (LCPC)*

et **Gilles SÈVE**

*Ingénieur des Travaux publics de l'État
Section Mécanique des sols et fondations au LCPC*

Bibliographie

Références

- [1] FLAGEOLLET (J.-C.). – *Les mouvements de terrain et leur prévention*. 224 p., Masson, Paris (1989).
- [2] COLAS (G.) et PILOT (G.). – *Description et classification des glissements de terrain*. Bull. Labo. P. et Ch., spécial, p. 21-30, mars 1976.
- [3] SCHLOSSER (F.). – *Éléments de mécanique des sols*. 280 p., Presses de l'École nationale des ponts et chaussées, Paris (1989).
- [4] MAGNAN (J.-P.). – *Résistance au cisaillement*. Techniques de l'Ingénieur. Traité Construction, article C216 (1991).
- [5] BLONDEAU (F.). – *Les méthodes d'analyse de stabilité*. Bull. Labo. P. et Ch., spécial, p. 56-62, mars 1976.
- [6] RAULIN (P.), ROUQUES (G.) et TOUBOL (A.). – *Calcul de la stabilité des pentes en rupture non circulaire*. Rapport de recherche LPC n° 38, juin 1974.
- [7] AFPS. – *Recommandations AFPS 90*. Presses de l'École nationale des ponts et chaussées, 183 p. (1990).
- [8] FRANK (R.). – *Fondations profondes*. Techniques de l'Ingénieur, traité Construction, article C248 (1995).
- [9] AMAR (S.) et PILOT (G.). – *Fondations superficielles*. Techniques de l'Ingénieur, traité Construction, article C246 (1985).
- [10] PILOT (G.) et MOREAU (M.). – *La stabilité des remblais sur sols mous – Abaques de calcul*. 151 p., Eyrolles, Paris (1973).
- [11] JOSSEAUME (H.). – *Digues en terre*. Bull. Labo. P. et Ch., numéro spécial N (Hydraulique des sols), p. 199-214, avril 1970.
- [12] RAT (M.). – *Drainage. Rabattement*. Techniques de l'Ingénieur, traité Construction, article C256 (1975).
- [13] CFMS. – *Tirants d'ancrage : recommandations TA 95*. 150 p., Eyrolles (1995).
- [14] SCHLOSSER (F.) et UNTERREINER (Ph.). – *Renforcement des sols par inclusions*. Techniques de l'Ingénieur, traité Construction, article C245 (1994).
- [15] DELMAS (Ph.), BERCHE (J.-C.), CARTIER (G.) et ABDELHEDI (A.). – *Une nouvelle méthode de dimensionnement du clouage des pentes : programme PROSPER*. Bull. Labo. P. et Ch., 141, p. 57-66, janv.-fév. 1986.
- [16] LEROUËIL (S.), MAGNAN (J.-P.) et TAVENAS (F.). – *Remblais sur argiles molles*. 342 p., Techniques et Documentation Lavoisier (1985).
- [17] Collectif. – *Guide technique pour la surveillance des pentes instables*. 125 p., LCPC (1994).

Livres et revues

- DELMAS (Ph.), CARTIER (G.) et POUGET (P.). – *Méthodes d'analyse des risques liés aux glissements de terrain*. Bull. liaison Labo. P. et Ch., n° 150/151, p. 29-38, juil.-oct. 1987.
- CARTIER (G.). – *Expériences françaises de l'étude et de la stabilisation des glissements de terrain*. Rapport interne LCPC, 166 p. (1985).
- Revue française de géotechnique : revue trimestrielle publiée par les Presses de l'École nationale des ponts et chaussées.
- Comptes rendus du 6^e symposium international sur les glissements de terrain. Balkema, 3 volumes. (Christchurch, Nouvelle-Zélande, fév. 1992).

Normalisation

- | | | | | | |
|---------------|-------|---|-------------|-------|--|
| NF P 94-070 | 10.94 | Sols. Reconnaissance et essais. Essais à l'appareil triaxial de révolution. Généralités, définitions. | NF P 94-074 | 10.94 | Sols. Reconnaissance et essais. Essais à l'appareil triaxial. Appareillage. Préparation des éprouvettes. Essai (UU) non consolidé non drainé. Essai (CU + U) consolidé non drainé avec mesure de pression interstitielle. Essai (CD) consolidé drainé. |
| NF P 94-071-1 | 08.94 | Sols. Reconnaissance et essais. Essai de cisaillement rectiligne à la boîte. Cisaillement direct. | | | |
| NF P 94-071-2 | 08.94 | Sols. Reconnaissance et essais. Essai de cisaillement rectiligne à la boîte. Cisaillement alterné. | NF P 94-112 | 11.91 | Sols. Reconnaissance et essais. Essai scissométrique en place. |