

Fig. 2.22 Définition de la rugosité à différentes échelles.

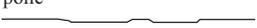
Description des types de joint		JRC ₂₀	JRC ₁₀₀
en escalier			
I	rugeux 	20	11
II	lisse 	14	9
III	polie 	11	8
ondulant			
IV	rugeux 	14	9
V	lisse 	11	8
VI	polie 	7	6
planaire			
VII	rugeux 	25	23
VIII	lisse 	1,5	0,9
IX	polie 	0,5	0,4

Fig. 2.23 Profil typique des rugosités des discontinuités, leurs descriptions et le paramètre JRC correspondant, à différentes échelles (ISRM).

rugueuse. La rugosité est affectée par l'échelle géométrique. Dans la classification JRC, la valeur du coefficient diminue avec l'augmentation de la taille considérée.

Les descriptions ci-dessus sont bidimensionnelles alors qu'il convient de noter qu'en réalité les profils des discontinuités sont tridimensionnels (fig. 2.24). Ainsi, il est conseillé de considérer plusieurs profils (dans plusieurs directions) pour déterminer le coefficient JRC.

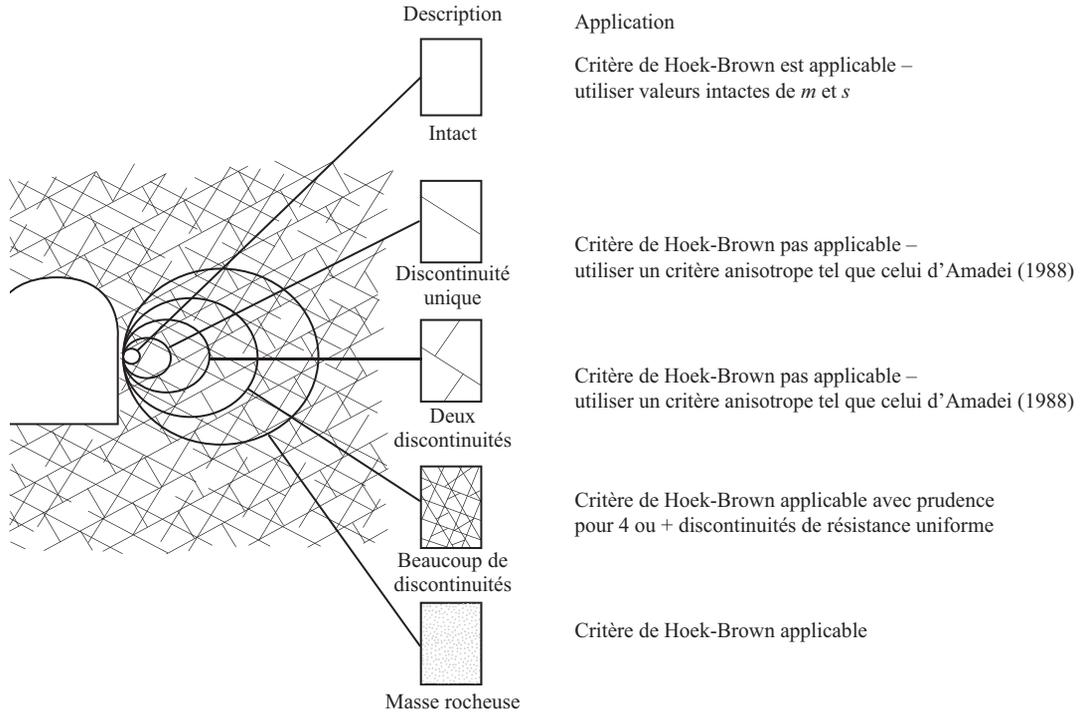


Fig. 8.34 Application du critère de Hoek-Brown pour la matrice rocheuse intacte et pour les massifs rocheux (d'après Brady et Brown, 2006).

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28}\right) \quad (8.76)$$

Pour des valeurs $GSI > 25$, c'est-à-dire pour des roches de bonne qualité, le critère original de Hoek-Brown peut être utilisé avec $a = 0,5$ et :

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9}\right) \quad (8.77)$$

Pour des valeurs $GSI < 25$, c'est-à-dire une roche de médiocre qualité, $s = 0$ et a devient :

$$a = 0,65 - \frac{GSI}{200} \quad (8.78)$$

La résistance à la compression simple du massif est la valeur de σ_1 quand $\sigma_3 = 0$. Dans ce cas, on a :

$$\sigma = s^a \sigma_{ci} \quad (8.79)$$

Pour un massif de très mauvaise qualité, on aura donc $\sigma_1 = 0$.

Le tableau 8.6 présente les valeurs du paramètre m_i pour la roche intacte, pour différentes roches.

Tableau 8.5 Relation entre qualité de roche et paramètres du critère généralisé de Hoek-Brown (Hoek et Brown, 1980).

	Roches carbonatées avec clivage des cristaux bien développé (<i>dolomie, calcaire, marbre</i>)	Roches argileuses indurées (<i>mudstone, siltstone, schiste, ardoise</i>)	Roches gréseuses à cristaux résistants et faible clivage (<i>grès, quartzite</i>)	Roches cristallines ignées à grain fin (<i>andésite, dolérite, basalte, rhyolite</i>)	Roches cristallines ignées et métamorphiques à grain grossier, (<i>gabbro, gneiss, granite, diorite</i>)
Roche intacte – <i>Eprouvette sans discontinuités</i> – RMR = 100, Q = 500	$m_i = 7,0$ $s = 1,0$	$m_i = 10,0$ $s = 1,0$	$m_i = 15,0$ $s = 1,0$	$m_i = 17,0$ $s = 1,0$	$m_i = 25,0$ $s = 1,0$
Massif rocheux de très bonne qualité – Rocher sain avec quelques discontinuités non altérées, espacées de 3 m – RMR = 85, Q = 100	$m_b = 3,5$ $s = 0,1$	$m_b = 5,0$ $s = 0,1$	$m_b = 7,5$ $s = 0,1$	$m_b = 8,5$ $s = 0,1$	$m_b = 12,5$ $s = 0,1$
Massif rocheux de bonne qualité – Rocher sain à légèrement altéré, présence de rares discontinuités espacées de 1 à 3 m – RMR = 65, Q = 10	$m_b = 0,7$ $s = 0,004$	$m_b = 1,0$ $s = 0,004$	$m_b = 1,5$ $s = 0,004$	$m_b = 1,7$ $s = 0,004$	$m_b = 2,5$ $s = 0,004$
Massif rocheux de qualité moyenne – Plusieurs familles de discontinuités légèrement altérées espacées de 1 à 3 m – RMR = 44, Q = 1,0	$m_b = 0,14$ $s = 0,0001$	$m_b = 0,20$ $s = 0,0001$	$m_b = 0,30$ $s = 0,0001$	$m_b = 0,34$ $s = 0,0001$	$m_b = 0,50$ $s = 0,0001$
Massif rocheux de mauvaise qualité – Nombreuses discontinuités altérées espacées de 30 à 500 mm avec remplissage – <i>clean waste rock</i> – RMR = 23, Q = 0,1	$m_b = 0,04$ $s = 0,00001$	$m_b = 0,05$ $s = 0,00001$	$m_b = 0,08$ $s = 0,00001$	$m_b = 0,09$ $s = 0,00001$	$m_b = 0,13$ $s = 0,00001$
Massif rocheux de très mauvaise qualité – Nombreuses discontinuités fortement altérées avec remplissage, avec espacement inférieur à 30 mm avec remplissage – <i>waste with fines</i> – RMR = 3, Q = 0,01	$m_b = 0,007$ $s = 0$	$m_b = 0,01$ $s = 0$	$m_b = 0,015$ $s = 0$	$m_b = 0,017$ $s = 0$	$m_b = 0,025$ $s = 0$

Les propriétés en cisaillement sont habituellement déterminées par des essais de cisaillement direct (chap. 10). Si la surface est lisse, le glissement relatif des deux parties de part et d'autre de la discontinuité s'écrit comme une relation entre l'angle de frottement effectif le long de la discontinuité ϕ' , la force normale N , et la force de cisaillement $T_N = N \tan \phi$. Ainsi, pour le cas d'une surface lisse, la relation est linéaire (fig. 8.55) et suit une simple loi de Mohr-Coulomb :

$$\tau_f = \sigma' \tan \phi' \quad (8.141)$$

avec ϕ' l'angle de frottement effectif de l'interface. Pour le cas présenté à la figure 8.55, $\phi' = 35^\circ$, une valeur typique pour les roches riches en quartz.

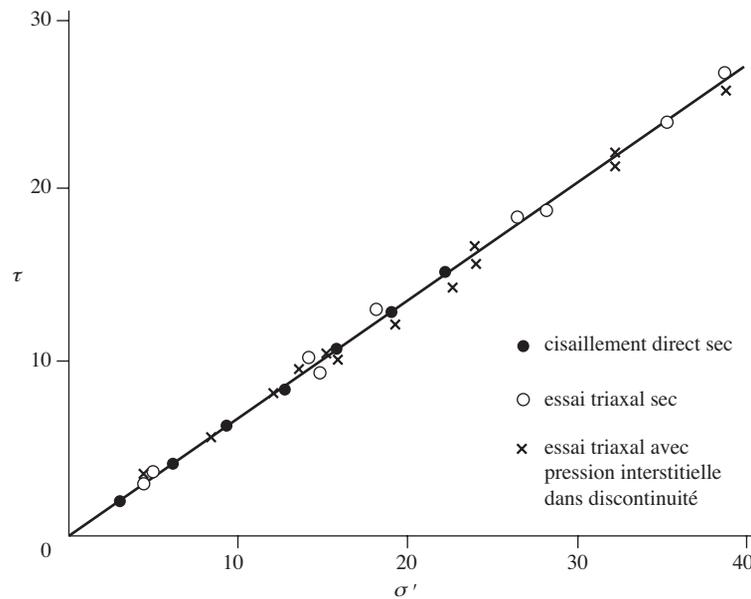


Fig. 8.55 Cisaillement de surfaces lisses en quartzite sous diverses conditions (d'après Brady et Brown, 2006).

En réalité, les surfaces des discontinuités sont loin d'être lisses (§ 2.4.5). La figure 8.56 montre le résultat d'un essai de cisaillement sur un joint rugueux. On constate que la résistance se mobilise rapidement, atteignant une valeur de pic, appelée résistance de pic. Si le cisaillement est poursuivi, la résistance décroît et tend vers une valeur limite, la résistance résiduelle. En général, ces deux valeurs sont très différentes pour un joint rugueux.

L'expérience montre que la résistance résiduelle suit une loi du type :

$$\tau_r = \sigma'_n \tan \phi'_{res} \quad (8.142)$$

Par contre, la résistance de pic ne suit pas une loi linéaire, en effet cette loi dépend de l'amplitude de la contrainte normale.

L'équation donnant l'enveloppe de résistance au cisaillement en fonction de JRC et JCS montre que la résistance d'un joint rugueux dépend à la fois de l'échelle et du niveau de contrainte. Quand σ_n augmente, le terme $\log_{10}(JCS/\sigma_n)$ diminue et donc aussi l'angle de friction net apparent. Quand l'échelle augmente, les aspérités les plus aiguës se cisailent et l'inclinaison de la rugosité contrôlante diminue. De manière similaire, la part de rupture d'aspérité dans la rugosité diminue quand l'échelle augmente parce que la résistance à la compression du massif, JCS, diminue quand la dimension prise en compte augmente, comme illustré à la figure 8.60.

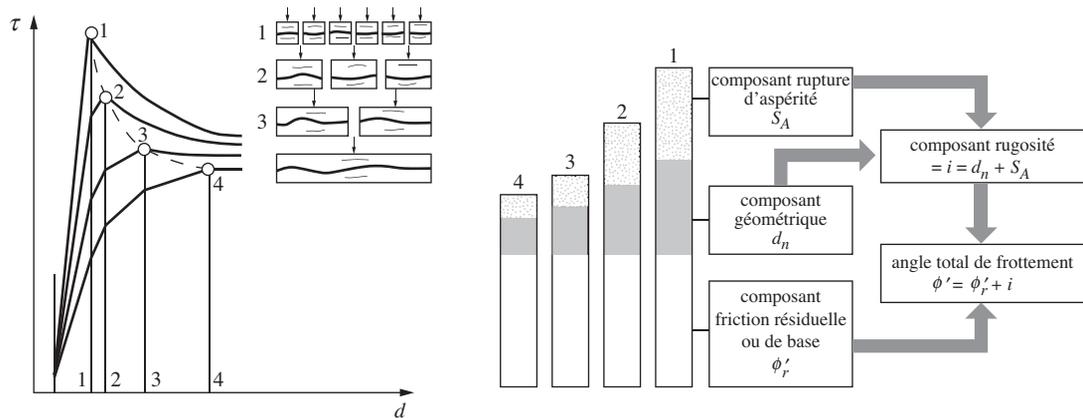


Fig. 8.60 Influence de l'échelle sur les trois composantes de la résistance au cisaillement de joints (d'après Brady et Brown, 2006).

8.13 Bibliographie

- BANDIS S., MAKURAT A. et VIK G. (1985), Predicted and Measured Hydraulic Conductivity of Rock Joints, in STEPHANSSON O. (Ed.) (1985), *Proceedings of the International Symposium on Fundamentals of Rock Joints*, Bjorkliden, Sweden A.A. Balkema, pp. 269-280.
- BANDIS S.C., LUMSDEN A.C., BARTON N.R. (1983), Fundamentals of Rock Joint Deformation. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* ; 20-6, pp. 249-268.
- BARTON N. K., BANDIS S. C., BAKTAR K. (1985), Strength, Deformation and Conductivity Coupling of Rock Joints. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* ; 22, (n° 3), pp. 121-140.
- BRADY B.H.G ET BROWN E.T. (2006), *Rocks Mechanics for Underground Mining*, Springer.
- CLAYTON C.R.I., SIMONS N.E. et MATTHEWS M.C. (1982), *Site Investigation*, Granada, London, 424 p.
- DESAI C.S., SIRIWARDANE H.J. (1984), *Constitutive Laws for Engineering Materials – With Emphasis on Geologic Materials*. Prentice-Hall Inc., Englewood Cliffs, 468 p.
- DESAI C.S., SAMTANI N. et VULLIET L. (1995), Constitutive Modelling and Analysis of Creeping Slopes. *J. Geotech. Eng.* 1, n° 121, pp. 43-56.
- DUCAN I.M. et CHANG C.Y. (1970), Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils. *J. Soil Mech. Found. Div. ASCE*, 96, n° SM5, pp. 1629-1653.
- DYSLI M. (1997), *Mécanique des sols*, Note de cours, cycle postgrade Géologie appliquée à l'ingénierie et à l'environnement, EPFL, 79 p.
- FREY F. (2012), *Mécanique des solides (TGC volume 3) Analyse des structures et milieux continus*, 2^e édition, Presses polytechniques et universitaires romandes, Lausanne.

où σ_{v0} est la contrainte verticale totale due au poids des terres à l'endroit de la pointe et N_k un facteur de cône dont les valeurs sont souvent comprises entre 15 et 20. Avec un essai CPTU, cette équation est modifiée pour prendre en compte la valeur de la pression interstitielle mesurée, u :

$$c_u = \frac{q_T - \sigma_{v0}}{N_{kT}} \quad (10.14)$$

avec

$$q_T = q_c + (1 - a)u \quad (10.15)$$

où a est une constante d'ajustement qui prend en compte la géométrie et la distance entre la pointe et l'endroit où est mesurée la pression interstitielle et N_{kT} est un facteur de cône pour l'essai CPTU, dépendant du type de sol, mais dont les valeurs sont proches de celles de N_k .

L'essai statique au cône est également utilisé pour estimer la valeur de l'**angle de frottement interne effectif**, ϕ' . Pour une profondeur donnée (c'est-à-dire une contrainte verticale effective donnée), la résistance de pointe augmente avec l'angle de frottement interne effectif. Pour les sols **non** cohérents non cimentés, la figure 10.12 donne ϕ' en fonction de q_c et σ'_{v0} .

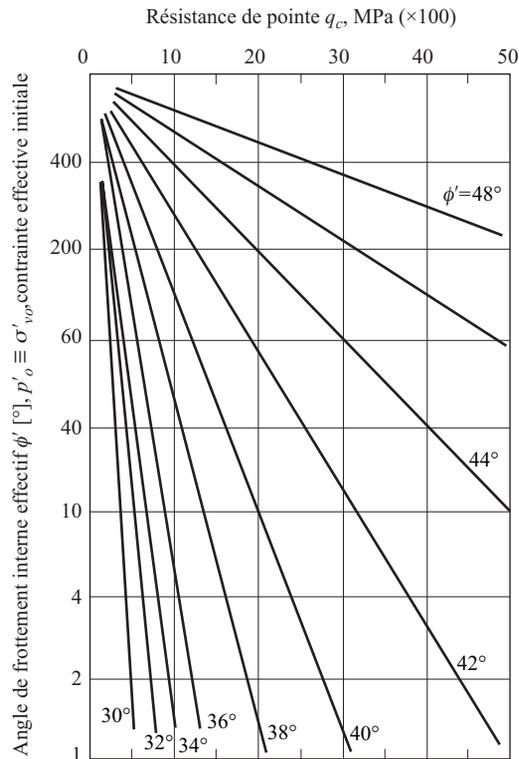


Fig. 10.12 Corrélation entre l'angle de frottement interne effectif de pic et la résistance de pointe pour des sables de quartz non cimentés (tiré de Bowles modifié de Robertson et Campanella 1983).

- Système RMR (*Rock Mass Rating*, Bieniawski 1973);
- *Slope Mass Rating* (SMR);
- *Rock Tunnel Quality Q-System* Valeur Q (Barton *et al.*, 1974);
- *QTBM for Mechanised Tunnelling* ;
- *Geological Strength Index GSI System* ;
- Paramètre de Massif Rocheux (*Rock Mass Number*), N ;
- Indice de Massif Rocheux *Rock Mass Index*, RMi ;
- Classification de l'AFTES.

Tableau 11.5 Principaux paramètres influençant les propriétés des massifs rocheux.

Paramètres des discontinuités	Paramètres de la matrice	Conditions aux limites
Nombre de familles de discontinuités	Résistance à la compression Module d'élasticité	Ecoulement et pression d'eau Etat de contrainte en place
Orientation		
Espacement		
Ouverture		
Rugosité		
Erosion et altération		

11.3.3 Classification par le facteur de charge (*Rock Load Factor*)

En considérant les données récoltées lors de la construction des tunnels routiers dans les Alpes, Terzaghi (1946) propose un système de classification basé sur le facteur de charge de la roche, *Rock Load Factor*, dont l'expression, H_p , intervient dans le calcul de la pression s'exerçant sur le soutènement (fig. 11.2) :

$$p = H_p \gamma H \quad (11.3)$$

avec γ le poids volumique du massif et H la profondeur du tunnel ou l'épaisseur de la couverture.

Le massif rocheux est subdivisé en neuf classes allant des roches dures et intactes (classe I) aux roches gonflantes (classe IX), comme indiqué au tableau 11.6.

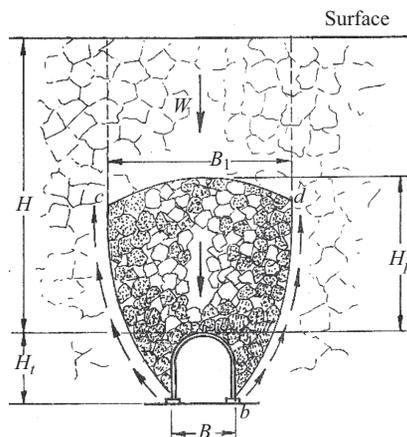


Fig. 11.2 Concept de charge de la roche selon Terzaghi (d'après Hoek et Brown, 1980).

Singh et Goel (1999) ont fait remarquer à propos du système de classification proposé par Terzaghi (*Rock Load Factor*) que la pression calculée sur cette base est correcte pour des tunnels jusqu'à 6 m de diamètre, mais surestimée pour des diamètres supérieurs, et que la grande plage de pressions pour les roches gonflantes rend son application difficile en pratique.

Des tentatives ont été faites pour lier le système de classification proposé par Terzaghi avec la valeur *RQD* (sect. 11.4), comme proposé au tableau 11.7.

Tableau 11.7 Lien entre classification de Terzaghi et *RQD* (Deere *et al.*, 1970).

Etat du rocher	Classe de roche (Terzaghi)	<i>RQD</i> [%]
1. Dur et intact	I	95-100
2. Dur stratifié ou schisteux	II	90-99
3. Massif avec quelques joints	III	85-95
4. Modérément ébroulé	IV	75-85
5. Très ébroulé	V	30-75
6. Complètement broyé mais chimiquement inerte	VI	3-30
6a. Sableux et graveleux	Via	0-30
7. Fluant à profondeur modérée	VII	–
8. Fluant à grande profondeur	VIII	–
9. Gonflant	IX	–

11.3.4 Classification par portée active et temps de tenue

Le concept de portée active et temps de tenue (Stini 1950, Lauffer 1958) est illustré aux figures 11.3 et 11.4. La portée active est la plus grande dimension d'une section de tunnel sans soutènement. Le temps de tenue est la durée pendant laquelle le tunnel est stable sans soutènement ou renforcement. Le massif rocheux est classé de A à G en fonction de ces deux paramètres. Cette méthode est utilisée particulièrement dans la méthodologie des travaux en tunnels appelée « nouvelle méthode autrichienne ».

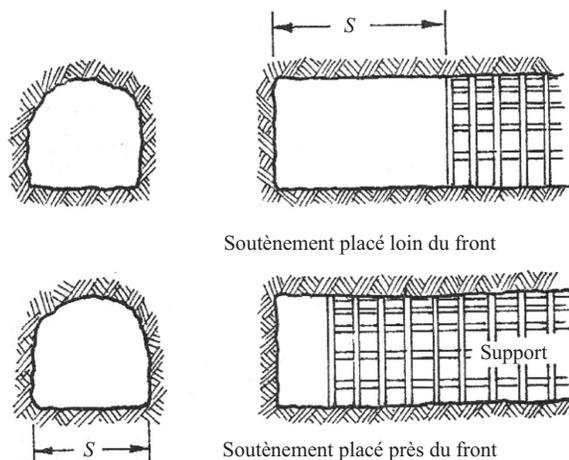


Fig. 11.3 Définition de la portée active (d'après Hoek et Brown, 1980).

En connaissant la valeur *SMR*, on peut qualifier la qualité d'un massif rocheux en vue de son excavation en pente : le tableau 11.17 indique les cinq classes allant de I (très bonne qualité) à V (très mauvaise qualité).

Tableau 11.16 Excavation en pente, notes d'ajustement pour F_1, F_2, F_3 et F_4 (P: rupture sur un plan; T: Fauchage) (Romana *et al.*, 2003).

Orientation des discontinuités	Très favorable	Favorable	Neutre	Défavorable	Très défavorable
P $ \alpha_j - \alpha_s $	$> 30^\circ$	$30^\circ-20^\circ$	$20^\circ-10^\circ$	$10^\circ-5^\circ$	$< 5^\circ$
T $ \alpha_j - \alpha_s) - 180 $	$> 30^\circ$	$30^\circ-20^\circ$	$20^\circ-10^\circ$	$10^\circ-5^\circ$	$< 5^\circ$
F_1 (pour P & T)	0,15	0,4	0,7	0,85	1
P $ \beta_j $	$< 20^\circ$	$20^\circ-30^\circ$	$30^\circ-35^\circ$	$35^\circ-45^\circ$	$> 45^\circ$
F_2 (pour P)	0,15	0,4	0,7	0,85	1
F_2 (pour T)	1	1	1	1	1
P $\beta_j - \beta_s$	$> 10^\circ$	$10^\circ-0^\circ$	0°	$0^\circ-10^\circ$	$< -10^\circ$
T $\beta_j + \beta_s$	$< 110^\circ$	$110^\circ-120^\circ$	$> 120^\circ$	–	–
F_3 (pour P & T)	0	–6	–25	–50	–60
Méthode d'excavation	Pentes naturelles	Prédécoupage	Découpage fin	Minage, ripage	Minage déficient
F_4	+15	+10	+8	0	–8

Tableau 11.17 Classes de pentes rocheuses selon *SMR* (Romana *et al.*, 2003).

SMR	Classe	Qualité	Stabilité	Rupture	Soutènement
81-100	I	Très bonne	Entièrement stable	Aucune	Aucun
61-80	II	Bonne	Stable	Quelques blocs	Ponctuel
41-60	III	Moyenne	Partiellement stable	Quelques discontinuités ou multiples coins	Systématique
21-40	IV	Mauvaise	Instable	Plane ou grands coins	Important/Correctif
0-20	V	Très mauvaise	Entièrement instable	Grands plans ou rupture circulaire	Re-excavation

11.6 Système Q (*Rock Tunnel Quality Q-System*)

11.6.1 Concept

Le système Q a été développé comme critère de qualité pour les tunnels en rocher pour l'Institut norvégien de géotechnique (*Norwegian Geotechnical Institute, NGI*) par Barton *et al.*, (1974), se basant sur de nombreuses études de cas de stabilité d'excavations en souterrain. Le système conduit à évaluer une valeur d'indice, Q , obtenue par :

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \frac{J_r}{J_a} \frac{J_w}{SRF} \quad (11.7)$$

avec RQD comme défini au chapitre 2 (§ 2.4.9), J_n le nombre de familles de discontinuités, J_r l'indice de rugosité des discontinuités, J_a l'indice d'altération des discontinuités (érosion, altération, remplissage), J_w le facteur lié à la pression hydraulique dans les discontinuités et SRF le facteur de réduction de contrainte prenant en compte l'influence des contraintes in situ. La valeur Q de l'équation ci-dessus est le produit de trois termes représentant :

- la taille des blocs (RQD/J_n);
- la résistance au cisaillement entre les blocs (J_r/J_a);
- l'influence de l'état de contrainte (J_w/SRF).

Les paramètres et la notation du système Q sont donnés dans le tableau 11.18. Après substitution de ces valeurs dans l'équation (11.7), on obtient la valeur Q .

La valeur Q , qui peut varier de plusieurs ordres de grandeur (0,001 à 1000), permet de classer le massif rocheux. Selon le tableau 11.18, neuf classes de qualité sont prévues, allant de A (exceptionnellement bonne) à G (exceptionnellement mauvaise).

Tableau 11.18 Système Q de classification des massifs (source : Norwegian Geotechnical Institute).

1. Classe de RQD (<i>Rock quality Designation</i>)		RQD
A	Très mauvais	0-25
B	Mauvais	25-50
C	Moyen	50-75
D	Bon	75-90
E	Excellent	90-100

Note: (a) Quand RQD est noté ou mesuré comme étant ≤ 10 (0 inclus), une valeur nominale de 10 est utilisée pour évaluer Q . (b) Des intervalles de 5 pour RQD , i.e., 100, 95, 90, etc., sont suffisamment précis.

2. Nombre de familles de discontinuités		J_n
A	Massif, pas ou peu de discontinuités	0,5-1
B	Une famille de discontinuités	2
C	Une famille de discontinuités plus des discontinuités aléatoires	3
D	Deux familles de discontinuités	4
E	Deux familles de discontinuités plus des discontinuités aléatoires	6
F	Trois familles de discontinuités	9
G	Trois familles de discontinuités plus des discontinuités aléatoires	12
H	Quatre familles ou plus de discontinuités,	15
J	Roche écrasée, similaire au sol	20

Note: (a) Pour les croisements des galeries, adopter ($3J_n$). (b) Pour les têtes d'accès, adopter ($2J_n$).

Tableau 11.19 Classes de qualités de massif en fonction de la valeur Q (source : Norwegian Geotechnical Institute).

Valeur Q	Classe	Qualité du massif rocheux
400 ~ 1000	A	Exceptionnellement bonne
100 ~ 400	A	Extrêmement bonne
40 ~ 100	A	Très bonne
10 ~ 40	B	Bonne
4 ~ 10	C	Moyenne
1 ~ 4	D	Mauvaise
0,1 ~ 1	E	Très mauvaise
0,01 ~ 0,1	F	Extrêmement mauvaise
0,001 ~ 0,01	G	Exceptionnellement mauvaise

La valeur Q est utilisée pour estimer le soutènement d'un tunnel connaissant ses dimensions et son usage, comme montré à la figure 11.6. On utilise une dimension normalisée, appelée dimension équivalente D_e , définie par :

$$D_e = \frac{D}{ESR} \quad (11.8)$$

avec D la dimension de l'excavation (portée, largeur ou hauteur) et ESR une quantité appelée rapport de soutènement (*Excavation Support Ratio*) donnée au tableau 11.19.

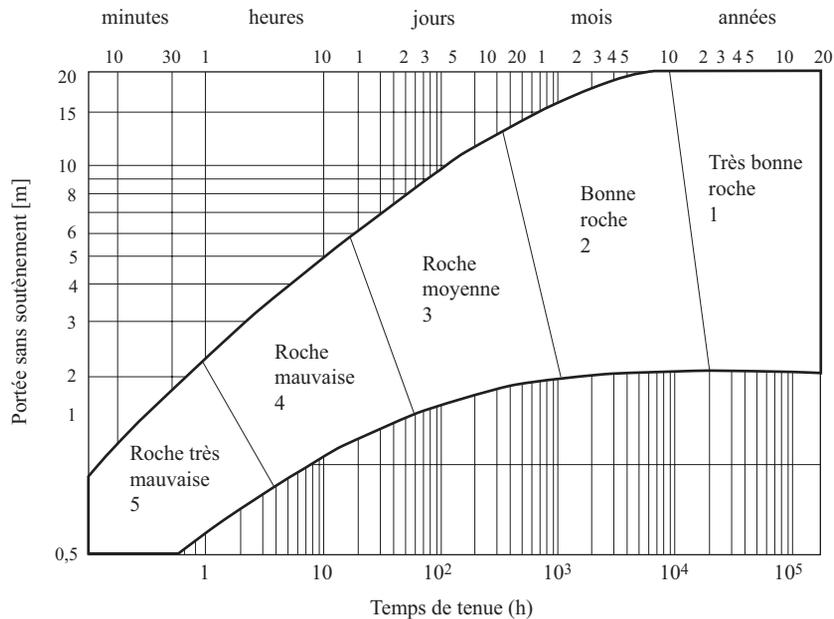
**Fig. 11.6** Soutènement basé sur la valeur Q (d'après Bieniawski, 1993).

Tableau 11.20 Rapport de soutènement d'excavation (*Excavation Support Ratio, ESR*) pour différentes catégories de tunnels (source : *Norwegian Geotechnical Institute*).

	Catégorie d'excavation	ESR
A	Mines temporaires	3-5
B	Mines permanentes, galeries pour des projets hydro-électriques, galeries pilotes.	1,6
C	Cavernes de stockage, usine de traitement d'eau, tunnels routiers et ferroviaires d'importance mineure, chambre d'équilibre et galeries d'accès pour les projets hydro-électriques	1,3
D	Cavernes de centrale électrique, tunnels routiers et ferroviaires d'importance majeure, aménagements de défense civile, portails de tunnels et galeries transversales	1
E	Centrales nucléaires souterraines, stations de métro, aménagements sportifs et publics, usines souterraines	0,8

11.6.2 Q pour déterminer la portée active d'un tunnel et la pression permanente sur les supports de calotte

L'indice Q permet aussi de déterminer les valeurs suivantes :

- longueur de portée maximale = $2 \cdot ESR \cdot Q^{0,4}$ [m] ;
- pression permanente sur les supports de calotte P_r [$\text{kPa} \cdot 10^2$] :

$$P_r = \frac{2\sqrt{J_m}}{3J_r\sqrt[3]{Q}} \text{ pour des massifs rocheux avec moins de 3 discontinuités}$$

$$P_r = \frac{2}{J_r\sqrt[3]{Q}} \text{ pour des massifs avec plus de 3 discontinuités.}$$

11.6.3 Exemple d'utilisation du système Q

Les trois exemples suivants correspondent aux mêmes massifs que ceux décrits en détail au paragraphe 11.5.2.

(a) **Massif granitique.** L'estimation des différents paramètres est donnée dans le tableau 11.21 ; par substitution dans l'équation (11.7), on trouve une valeur $Q = 29$. En référence au tableau 11.19, le massif peut être qualifié de bonne qualité.

Tableau 11.21 Exemple de calcul de Q pour un massif granitique.

Paramètre	Quantité	Symbole	Valeur
RQD	88%	RQD	88
Nombre de familles de discontinuités	3 familles	J_n	9
Indice de rugosité	dentelée et rugueuse (\Rightarrow ondulante)	J_r	3
Indice d'altération	non altéré, quelques taches	J_a	1
Facteur hydraulique	sec (excavation en condition sèche ou faibles venues d'eau)	J_w	1
Facteur de réduction des contraintes	$\sigma_c / \sigma_1 = 160 / (150 \times 0,027) = 39,5$	SRF	1
Q	(88/9) (3/1) (1/1)		44

Tableau 11.24 Indices de résistance géologique (*Geological Strength Index, GSI*) (NA = non applicable) (Hoek et Brown, 1997).

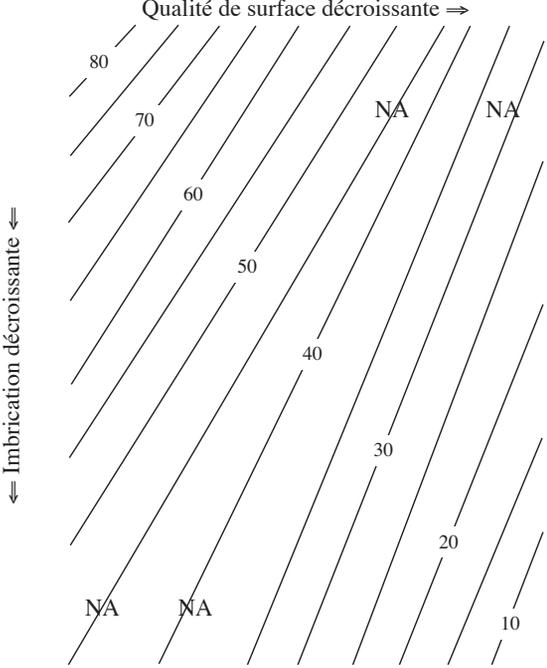
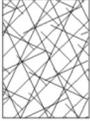
Indices de résistance géologique (GSI)	
<p>A partir de la structure de la masse rocheuse et des discontinuités en surface observées in situ, sélectionner la case appropriée dans ce tableau. Estimer la valeur moyenne de GSI à partir des contours.</p>	<p>Condition de surface</p> <p>Très bonne – Surfaces fraîches, non-altérées, très rugueuses</p> <p>Bonne – Surfaces teintées, rugueuses et légèrement altérées</p> <p>Moyenne – Surfaces lisses, altérées ou moyennement altérées</p> <p>Pauvre – Surfaces polies, fortement altérées avec enduit ou remplissage compact de fragments anguleux</p> <p>Très pauvre – Surfaces polies, fortement altérées avec enduit ou remplissage d'argile plastique</p>
<p>Structure de la masse rocheuse</p>	
 <p>Fracturée, masse rocheuse très bien assemblée, non perturbée, constitué de blocs cubiques formés par trois familles de discontinuité orthogonales</p>	
 <p>Très fracturée, masse rocheuse bien assemblée, partiellement perturbée, constituée de blocs anguleux à plusieurs facettes formés par au moins quatre familles de discontinuité orthogonales</p>	
 <p>Fracturée/déstructurée, blocs anguleux formés par plusieurs familles de discontinuités entrecoupés avec pliures et failles</p>	
 <p>Désintégrée, masses rocheuses fortement broyées, mal assemblée, avec un mélange de blocs rocheux anguleux et arrondis</p>	

Tableau 11.25 Description générale de la structure rocheuse dans le système GSI.

Description GSI	Désignation ISRM	J_v [discontinuités/m ³]	RQD [%]
Fracturée	Blocs moyens à grands	< 10	90 ~ 100
Très fracturée	Blocs petits à moyens	10-30	65 ~ 90
Fracturée/Déstructurée/Failles	Blocs très petits à petits	> 30	35 ~ 65

La combinaison de tous ces critères permet de classer l'applicabilité du soutènement selon les critères suivants :

- particulièrement recommandé (nettement favorable) ;
- possible à condition que d'autres critères soient particulièrement favorables (plutôt favorables) ;
- très mal adapté bien qu'éventuellement possible (plutôt défavorable) ;
- en principe impossible (nettement défavorable).

11.9 Bibliographie

- AFTES (1993), Texte des recommandations pour une description des massifs rocheux utile à l'étude de la stabilité des ouvrages souterrains. *Tunnels et ouvrages souterrains*, supplément au n° 117, p. 12-31, Association française des travaux en souterrain, mai-juin.
- AFTES (2003), Caractérisation des massifs rocheux utile à l'étude et à la réalisation des ouvrages souterrains, *Tunnels et ouvrages souterrains (177)*: 138-186.
- ASTM D2487-11 (2011), *Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)*.
- ASTM D5878-08 (2008), *Standard Guide for Using Rock Mass Classification Systems for Engineering Purposes*.
- BARTON N. (1999), General Report Concerning some 20th Century Lessons and 21st Century Challenges in Applied Rock Mechanics, Safety and Control of the Environment. Gen. Rept., Theme 1, *Proc. 9th ISRM Cong.*, Paris, 3, 21 p., Balkema, Rotterdam.
- BARTON N., LIEN R. et LUNDE J. (1974), Engineering Classifications of Rock Masses for the Design of Tunnel Support, in *Rock Mech.* vol. 6.6, pp. 189-236.
- BIENIAWSKI Z.T. (1973), Engineering Classification of Jointed Rock Masses, in *The Civil Engineer in South Africa*, 15, pp. 335-344.
- BIENIAWSKI Z. T. (1989), *Engineering Rock Mass Classifications: a Complete Manual for Engineers and Geologists in Mining, Civil, and Petroleum Engineering*, John Wiley & Sons.
- BIENIAWSKI Z.T. (1993), Classification of Rock Masses for Engineering: The RMR System and Future Trends, in HUDSON J.A. (éd.), *Comprehensive Rock Engineering, Volume 3*, Oxford, New York, Pergamon Press, pp. 553-573.
- DEERE D.U. et MILLER R.P. (1966), *Engineering Classification and Index Properties for Intact Rock*, Illinois Univ. at Urbana, Dept. of Civil Engineering.
- DEERE D.U. (1962), *Technical Description of Rock Cores for Engineering Purposes*, University of Illinois.
- DEERE D.U., PECK R.B., PARKER H.W., MONSEES J.E. et SCHMIDT B. (1970), *Design of Tunnel Support Systems*, Highway Research Record, (339).
- EN-ISO 14688-2:2004 (2004), *Reconnaissance et essais géotechniques – Dénomination, description et classification des sols – Partie 2 : Principes pour une classification*, (SN 670 004-2b-NA).
- EN-ISO 14689-1:2003 (2003), *Reconnaissance et essais géotechniques – Dénomination, description et classification des roches – Partie 1 : Dénomination et description* (SN 670 006-1).
- HOEK E. (1994), Strength of Rock and Rock Masses, in *ISRM News Journal*, 2(2), pp. 4-16.
- HOEK E. et BROWN E.T. (1980), *Underground Excavations in Rock*, Instn. Min. Metall., London, 527 p.
- HOEK E. et BROWN E.T. (1997), Practical estimates of rock mass strength, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, vol. 34, n° 8, pp. 1165-1186.
- LAUFFER H. (1958), Gebirgsklassifizierung für den Stollenbau, *Geologie and Bauwesen*, vol. 24, n° 1, pp. 46-51.
- ROMANA M., SERON J.B. et MONTALAR E. (2003), *SMR Geomechanics Classification: Application, Experience and Validation*, ISRM 2003 – Technology roadmap for rock mechanics, South African Institute of Mining and Metallurgy, 2003.
- SINGH B. et GOEL R.K. (1999), *Rock Mass Classification: A Practical Approach in Civil Engineering*, Elsevier Science, The Netherlands.

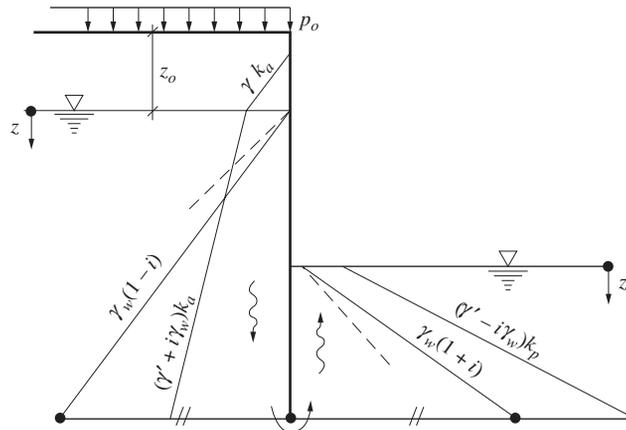


Fig. 13.18 Diagramme des pressions du sol et la pression d'eau sur l'écran de soutènement dans le cas d'écoulement dans un sol homogène.

Ce cas représente une approche très simplifiée de la problématique des écoulements qui se créent autour des écrans. En réalité, même en condition homogène et isotrope, le gradient n'est pas constant le long de la ligne d'écoulement (chap. 5). De plus, le sol n'est souvent ni homogène, ni uniforme, ni isotrope ; d'autres couches de perméabilité différentes peuvent être présentes et une forte anisotropie peut exister en fonction de la géologie des couches stratifiées.

Kaiser et Hewitt (1982) ont tenté de représenter schématiquement la distribution des pressions d'eau derrière un écran en fonction des conditions géologiques et d'anisotropie des sols pour différentes configurations géotechniques. Dans le cas d'un écoulement en présence d'un sol homogène et isotrope (fig. 13.19a et 13.19b), la pression d'eau en amont de l'écran est de forme triangulaire. Elle est inférieure à la pression hydrostatique à cause de la force de percolation qui se crée en amont de l'écran et nulle en pied de l'écran (elle est la résultante des poussées d'eau de la figure 13.18).

Dans le cas d'une forte hétérogénéité verticale en perméabilité (fig. 13.19c), la pression d'eau est égale à la pression hydrostatique dans la couche de sol de forte perméabilité. Un rabattement se fait ensuite pour donner une distribution trapézoïdale de la pression d'eau.

Dans le cas d'un sol homogène avec une forte anisotropie en perméabilité (fig. 13.19d), c'est-à-dire $k_h \gg k_v$, la pression d'eau se rapproche de la pression hydrostatique (elles sont presque égales) et sa distribution en amont de l'écran est triangulaire.

Enfin, en cas de présence d'une couche imperméable ou d'un bouchon étanche en pied de l'écran (fig. 13.19e et 13.19f), la pression de l'eau est égale à la pression hydraulique en dessus du niveau de fond de fouille. Ensuite elle reste constante avec la profondeur jusqu'à son passage par la couche étanche, où le rabattement est important pour devenir nul en pied de paroi.

Dans le cadre des révisions des normes suisses SIA 261:2003 et 267:2003, une attention particulière a été portée à la prise en compte de l'eau souterraine et de ses actions sur les ouvrages de soutènement.

Des modifications ont été apportées à la norme et précisées schématiquement (fig. 13.20) à savoir (Labouise, 2014):

- les hypothèses des divers cas sont précisées ;
- le caractère idéalisé de l'écoulement et de la répartition de la pression hydraulique est mentionné ;
- les pressions hydrauliques sur la paroi sont celles qui agissent de part et d'autre de celle-ci ;
- le niveau d'eau à l'intérieur de la fouille ne coïncide plus avec le niveau du fond de fouille ;

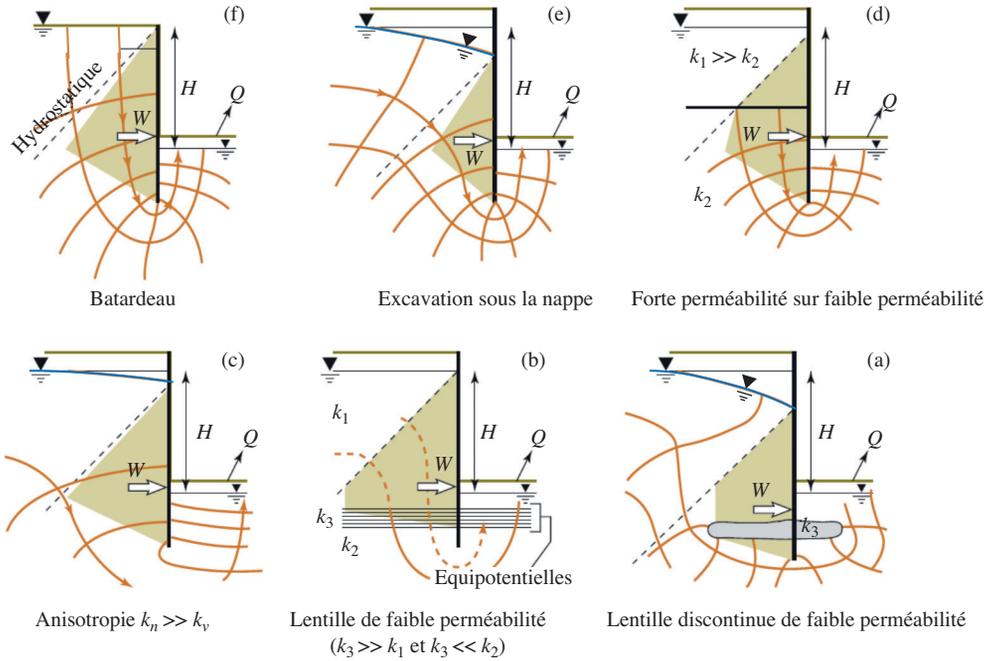


Fig. 13.19 Diagramme des pressions d'eau à long terme sur l'écran de soutènement selon différents contextes géotechniques et géologiques (Kaiser et Hewitt, 1982).

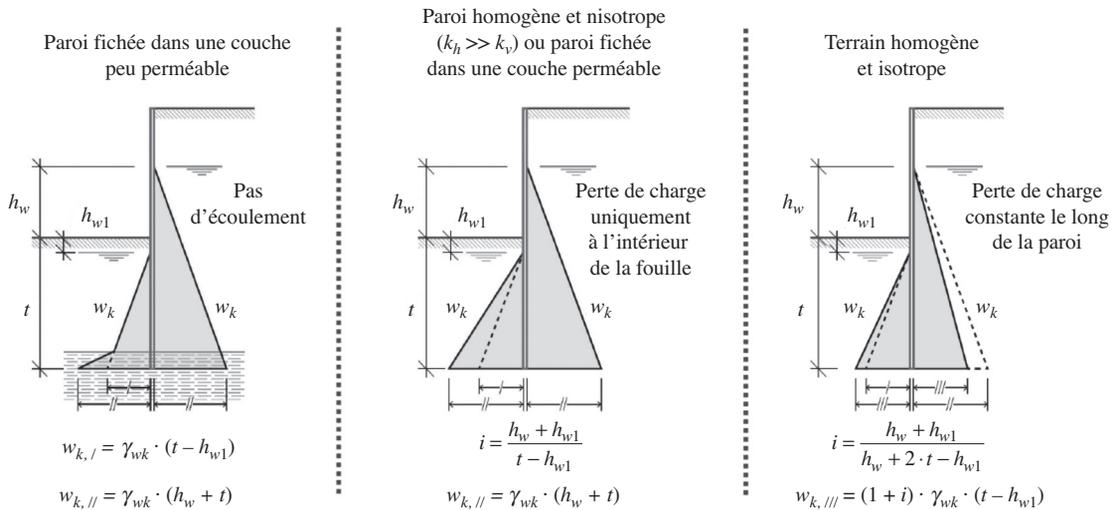


Fig. 13.20 Répartitions simplifiées des pressions d'eau sur l'écran de soutènement selon le tableau 3 de la SIA 261, selon Labieuse (2014).

- K-REA V3 (2011), Manuel d'utilisation, Terrasol, Paris.
- LABIOUSE V. (2014), *Prise en compte de l'eau souterraine dans les normes – Modifications lors de la révision des SIA 261 et 267. Journée technique VSS – GS 26/11/2014 (transparentes de la conférence).*
- LAMBE T. W. et WHITMAN R. V. (1979), *Soil Mechanics, SI version*, New York, Wiley.
- NF P94-270 Juillet 2009. Calcul géotechnique – Ouvrages de soutènement – Remblais renforcés et massifs en sol cloué.
- NF P94-281 Avril 2014. Justification des ouvrages géotechniques – Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 – Ouvrages de soutènement – Murs.
- NF P94-282 Mars 2009. Calcul géotechnique – Ouvrages de soutènement – Ecrans.
- PECK R.B., HANSON W. E. et THORNBURN T. H. (1974), *Foundation Engineering* (vol. 10), New York, Wiley.
- PLAXIS (2015), *Plaxis 2D Reference Manual*, Plaxis bv, Delft, The Netherland, 424 p.
- RANKINE W.M. (1857), On the Stability of Loose Earth. *Philosophical Transactions of the Royal Society of London*, 147, 9-27.
- RECORDON E. (1998), *Mécanique des sols*. Ed. 1985, réimpr. 1998, Lausanne, EPFL.
- REIMBERT M. et REIMBERT A. (1991), *Abaques de poussée et de butée* – Paris, Lavoisier.
- SIA (2014), Actions sur les structures porteuses, Norme SIA 261, Société suisse des ingénieurs et des architectes, 134 p.
- SCHMITT P. (1995), Méthode empirique d'évaluation du coefficient de réaction du sol vis-à-vis des ouvrages de soutènement souples. *Revue française de géotechnique*, vol. 71, pp. 3-10.
- TSCHBOTARIOFF G.P. (1973), *Foundations, Retaining and Earth Structures: the Art of Design and Construction and its Scientific Basis in Soil Mechanics*, Ed. 2 [of the earlier title]: Soil mechanics, foundations and earth structures, New York, McGraw-Hill.
- VULLIET L. et GENCER M. (2000), *Géotechnique et fondations*, Notes de cours, EPFL, Lausanne.
- TERZAGHI K. (1925), *Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage*, Wien, Deuticke.
- ZIMMERMANN T., TRUTY A., URBANSKY A. et PODLES K. (2011). *Z_Soil. PC 2011 3D user manual*, Theory, Tutorials and Benchmarks, Data Preparation. Zace Services Ltd, Préverenges, Switzerland.

14.16 Bibliographie

- ATKINSON J.H. (1981), *Foundations and Slopes: an Introduction to Applications of Critical State Soil Mechanics*, London, McGraw-Hill.
- BISHOP A.W. (1955), The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes. *Geotechnique*, (5), 7-17.
- BROMHEAD E. (2006), *The Stability of Slopes*, CRC Press, 424 p.
- CHEN W. F. (1975), *Limit Analysis and Soil Plasticity*. Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam, 630 p.
- CRAIG R.F. (2004), *Craig's Soil Mechanics*, 7th ed., London: Spon Press.
- DESAI C.S., SAMTANI N. et VULLIET L. (1995), Constitutive modelling and analysis of creeping slopes. *J. Geotech. Eng.* n° 121, vol. 1, pp. 43-56.
- DESCOEUDRES F. (1988), Méthodes confortatives en versants rocheux contre les glissements, le fauchage et les chutes de blocs. 5. *Symp. Int. sur les glissements de terrain*, ISL Lausanne, pp. 821-828.
- DESCOEUDRES F. (1997), Aspects géomecaniques des instabilités de falaises rocheuses et des chutes de blocs. *Publications de la Société Suisse de Mécanique des Sols et des Roches*, vol. 135, pp. 3-12.
- DRONIUC N., MAGNAN J.-P., MESTAT PH. et HUMBERT P. (2005), Introduction de la méthode cinématique régularisée dans CESAR_LCPC (module LIM1).
- WYLLIE D. C., MAH C. (2004), *Rock Slope Engineering: Civil and Mining*. Based on the third edition by E. HOEK and J. BRAY, CRC Press.
- FELLENIUS W. (1947), *Erdstatische Berechnungen*. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, 48 p.
- GANI G.P. (1992), *Rock Slope Stability Analysis*. CRC Press, 374 p.
- HOEK E. et BRAY J. D. (1981), *Rock Slope Engineering*. CRC Press.
- JANBU N. (1959), *Stability Analysis of Slopes with Dimensionless Parameters*. Harvard University, 81 p.
- KÉRISSEL J. (1967), *Glissements de terrains: abaques*. Paris: Dunod.
- KLUBERTANZ G. (1999), *Zur hydromechanischen kopplung in dreiphasigen porösen medien: modellbildung und anwendung auf die auflösung von murgängen*. Thèse EPFL n° 2027.
- KRAHN J. (2004), *Stability Modeling with SLOPE/W – An Engineering Methodology*. First Edition, Geo-Slope International, Ltd, Calgary, 408 p.
- LAMBE T. W. et WHITMAN R. V. (1979), *Soil Mechanics, SI version* – New York: Wiley.
- MCCARTHY D.F. (2007), *Essentials of Soil Mechanics and Foundations: Basic Geotechnics*. 7th ed. Pearson Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey, 850 p.
- MORGENSTERN N.R. et PRICE V.E. (1965), The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces. *Géotechnique*, vol. 15, pp. 79-93.
- RAULIN P., ROUQUÈS G. et TOUBOL A. (1974), Calcul de stabilité des pentes en rupture non circulaire, Rapport de recherche n° 36, Laboratoire des Ponts et Chaussées.
- RECORDON E. (1998), *Mécanique des sols*. Ed. 1985, réimpr. 1998, Lausanne: EPFL.
- SMITH I. (2006), *Smith's Elements of Soil Mechanics*, 8th ed., Oxford: Blackwell.
- SWAN C.C. et SEO Y.K. (1999), Limit State Analysis of Earthen Slopes Using Dual Continuum/FEM approaches. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 23(12), pp. 1359-1371.
- TAYLOR D.W. (1958), *Fundamentals of Soil Mechanics*. 10th printing, New York, Wiley.
- TERRASOL (2005), Outil d'analyse de stabilité des ouvrages géotechniques avec ou sans renforcement, Manuel d'utilisation TALREN 4.
- VERDEYEN J. et ROISIN V. (1955), *Stabilité des terres: sols routiers, soutènements, talus*, Paris, Eyrolles.
- VULLIET L. (2000), Natural Slopes in Slow Movement, chapter 25 of *Modeling in Geomechanics*, Zaman, Gioda, Booker eds, Wiley, Chichester, 706 p.
- VULLIET L. et GENCER M. (2000), *Géotechnique et fondations*, Notes de cours, EPFL, Lausanne.
- VULLIET L. (2001), Instabilité des massifs de sol. Un chapitre du livre « *Géomécanique environnementale risques naturels et patrimoine* ». Sous la direction de B. SCHREFLER et P. DALAGE, Ed. Hermes Science, 334 p.
- YAMAGAMI T. et JIANG J.C. (1997), A Search for the Critical Slip Surface in Three Dimensional Slope Stability Analysis. *Soils and Foundation*, 37 (3), pp. 1-6.
- ZIMMERMANN T., TRUTY A., URBANSKY A. et PODLES K. (2011), *Z_Soil. PC 2011 3D User Manual*, Theory, Tutorials and Benchmarks, Data Preparation. Zace Services Ltd, Préverenges, Switzerland.